

UNION GÉODÉSIQUE ET GÉOPHYSIQUE INTERNATIONALE
INTERNATIONAL UNION OF GEODESY AND GEOPHYSICS

ASSOCIATION INTERNATIONALE
D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE
INTERNATIONAL ASSOCIATION
OF SCIENTIFIC HYDROLOGY

ASSEMBLÉE GÉNÉRALE DE HELSINKI

25-7 — 6-8 1960

GENERAL ASSEMBLY OF HELSINKI

COMMISSION DES EAUX DE SURFACE
COMMISSION OF SURFACE WATERS

PUBLIÉ AVEC L'AIDE FINANCIÈRE DE L'UNESCO

PRIX : 350 Frs belges

PUBLICATION N° 51

DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

SECRÉTAIRE : L. J. TISON
BRAAMSTRAAT 61, (RUE DES RONCES)
GENTBRUGGE (BELGIQUE)
1960

UNION GÉODÉSIQUE ET GÉOPHYSIQUE INTERNATIONALE
INTERNATIONAL UNION OF GEODESY AND GEOPHYSICS

ASSOCIATION INTERNATIONALE
D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

INTERNATIONAL ASSOCIATION
OF SCIENTIFIC HYDROLOGY //

ASSEMBLÉE GÉNÉRALE DE HELSINKI

25-7 — 6-8 1960

GENERAL ASSEMBLY OF HELSINKI

COMMISSION DES EAUX DE SURFACE
COMMISSION OF SURFACE WATERS

PUBLIÉ AVEC L'AIDE FINANCIÈRE DE L'UNESCO

PRIX : 350 Frs belges

PUBLICATION N° 51

DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

SECRÉTAIRE : L.J. TISON
BRAAMSTRAAT 61, (RUE DES RONCES)
GENTBRUGGE (BELGIQUE)
1960

COLLOQUE SUR LES SECHERESSES ET LES DEBITS DE BASE

SYMPOSIUM DROUGHTS AND LOW DISCHARGES

DROUGHT PERIODS AT MANHATTAN, KANSAS

Wm. VAN DER BIJL & L. D. BARK

In our investigation a drought period has been defined as a series of consecutive dry days. A dry day is defined as a day precipitation being not more than a given amount.

We selected this amount as .01 inch in one part and 0.25 inch in another part of our investigation. From the 1900-1955 weather records at Manhattan, Kansas, frequency distributions of the drought periods were determined.

For comparisons with other stations it is desirable to describe the actual frequency distribution by a few parameters. This can be done only by finding a theoretical frequency distribution which approximates to a satisfactory degree the actual frequency distribution. The distribution proves to be an acceptable theoretical function.

Reasons are given why one should prefer to work with distributions of single classes rather than with so called accumulated frequency distribution.

EXTENSION DE LA SECHERESSE EXCEPTIONNELLE OBSERVEE EN 1958 DANS LES REGIONS EQUATORIALES

par J. RODIER

Ingénieur en Chef à Electricité de France
Chef du Service Hydrologique de l'Office
de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer

RÉSUMÉ

On vérifie par cette étude que la sécheresse qui a affecté l'Afrique Equatoriale en 1958 s'étend suivant une bande parallèle à l'Equateur, exactement comme les périodes sèches de 1913 et 1941-1945 dans les régions soudanaises plus au Nord. La zone déficitaire s'étend de l'Ouest à l'Est depuis le Libéria jusqu'à la dépression des Grands Lacs. L'examen des hauteurs de précipitations, puis des écoulements semestriels montre que dans chacun des deux hémisphères le semestre le plus sec correspond à la saison des pluies principale.

Le fréquence d'une telle sécheresse est faible. La période de retour de tels écoulements est presque partout inférieure à 10 ans, elle est certainement cinquantenaire par endroits. Certains bassins versants dont la hauteur de précipitation annuelle est, en période normale, inférieure à 1300 mm, ont présenté des écoulements annuels inférieurs à 1% de la valeur moyenne.

Il serait du plus haut intérêt de vérifier si, dans ces régions, sécheresse ou abondance exceptionnelles présentent ces mêmes caractères de généralités, de façon systématique.

SUMMARY

The present study explains how the dry spell which has affected Equatorial Africa, during 1958, is now extending along a line parallel to the Equator, exactly in the same way as it did during the 1913 and 1941-1945 dry periods in the SUDANESE areas located farther North. The recession zone is extending W-E, as from LIBERIA to the low ground of the Lake region. Observation of rainfall and six months run-off values shows that in any one of the two hemispheres the driest half-year period corresponds to the main rainy period.

The frequency of such a dry spell is rather low. Recurrence of such losses is hardly of 10 years in any of these areas, and most certainly of some 50 years in some parts. In some drainage basins where annual rainfall is normally lower than 1300 mm, annual losses have shown to be lower than 1% of mean value.

It would be of major interest to find out, whether in these areas, either exceptional dry weather or heavy rainfall systematically bring about the same general characteristics.

Depuis plus de vingt ans, les hydrologues qui étudient les régimes des cours d'eau de l'Afrique de l'Ouest en zone soudanaise, ont remarqué que les périodes de sécheresse ou d'abondance exceptionnelles intéressaient de très vastes superficies le long de bandes parallèles à l'Equateur. Les études d'hydraulicité, effectuées tous les ans, depuis 1948, dans l'Annuaire Hydrologique de la France d'Ostre-Mer, ont permis de confirmer ces observations qualitatives, mais avec quelques réserves : dans la bande tropicale, légèrement oblique sur les parallèles et limitée aux latitudes 9° et 14° sur l'Océan Atlantique et aux latitudes 6° et 12° sur le bassin du NIL, la crue annuelle présente des caractéristiques assez voisines chaque année et, en périodes d'hydraulicité très fortes ou exceptionnelles, ou de sécheresse exceptionnelle, ces caractères sont les mêmes sur toute la longueur de la bande : c'est le cas des grandes sécheresses de 1913 et 1941-1945 et de la période d'abondance de 1955.

Plus au Sud, dans la bande équatoriale, les régimes sont plus complexes, les caractéristiques varient beaucoup suivant la longitude; les observations s'étendent

sur des périodes plus courtes en général. Il semblait moins vraisemblable que l'on puisse trouver des phénomènes d'une telle ampleur. Cependant, la sécheresse de l'année 1958 avait été notée en d'assez nombreux points et il a semblé intéressant de procéder à une analyse plus approfondie. Si l'on pouvait mettre en évidence le parallélisme des grandes variations d'hydraulicité, il en découlerait des renseignements qualitatifs précieux pour repérer de façon grossière l'hydraulicité des périodes d'observations, trop courtes en général, en comparant les relevés à ceux des 3 ou 4 stations repères dont on dispose.

L'existence de deux saisons des pluies a exigé de fractionner l'étude en deux séries de 6 mois correspondant chacune à une saison. L'examen de la pluviosité de l'année entière masquerait la réalité : une première saison abondante peut compenser la seconde déficitaire, alors que pour les écoulements, il n'y a pas compensation. Le choix des deux semestres Janvier-Juin 1958 et Juillet-Décembre 1958 n'est pas parfait, mais il convient à la fois pour les régions boréales et les régions australes et le décalage par rapport à une division parfaite n'est que de trois à cinq semaines suivant les régions.

1. ETUDE DES PRÉCIPITATIONS

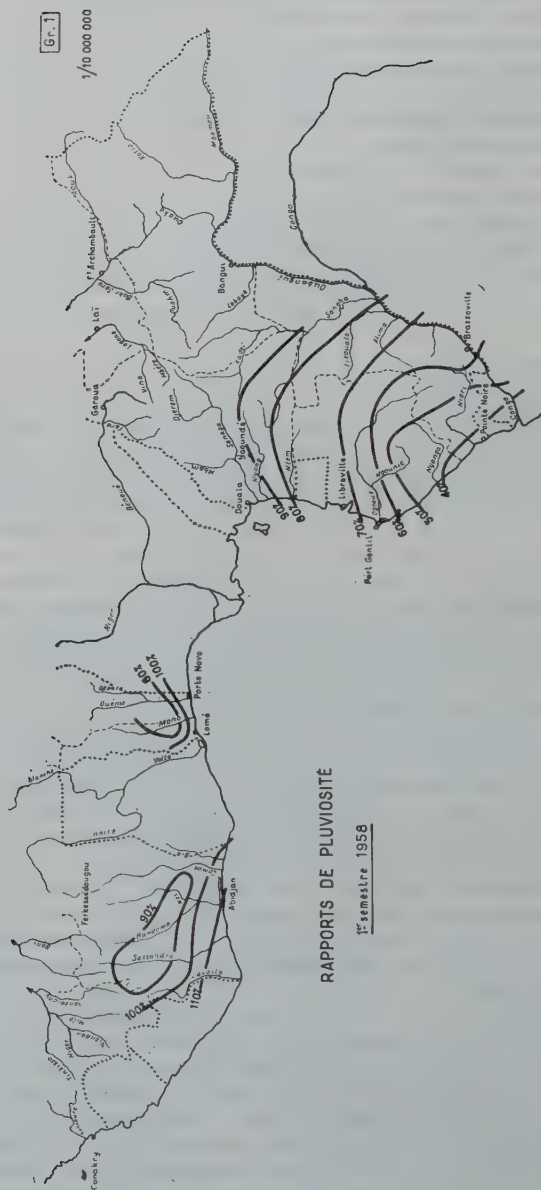
Dans un premier stade, l'importance relative des hauteurs de précipitations semestrielles a été estimée par rapport aux valeurs moyennes. On a obtenu ainsi le rapport de pluviosité. Dans un second stade, on a comparé les débits moyens annuels de 1958 aux moyennes interannuelles en déterminant le rapport d'hydraulicité.

Une première difficulté pour cette étude résidait dans la collecte rapide des données. Nous avons été contraints de nous cantonner aux Républiques de la Côte d'Ivoire, du Togo et du Dahomey, à l'Etat du Cameroun, à la République Gabonaise et à la République du Congo. Malgré les lacunes importantes entre ces territoires, il a été possible de suivre les variations d'hydraulicité. La lacune la plus grave est celle du Congo Belge mais la publication de l'excellent annuaire hydrographique congolais permet d'y pallier dans une certaine mesure.

Par ailleurs, en toute rigueur, les rapports de pluviosité devraient être déterminés à partir des moyennes établies sur la même période. Or, suivant les régions, la durée de la période d'observations est fort inégale. Si, en Côte d'Ivoire, il n'y a aucune difficulté à établir systématiquement ces moyennes à partir de 1933, pour la République du Congo il est impossible de remonter au-delà de 1952. Plutôt que de partir de cette dernière date pour tous les relevés, ce qui aurait conduit à utiliser une base médiocre pour l'ensemble des études, on a jugé plus intéressant de partir de dates différentes. On retiendra simplement le fait que les moyennes de l'Etat du Cameroun, par exemple, sont un peu moins précises que celles des territoires situés plus à l'Ouest et un peu plus que celles des deux territoires situés plus à l'Est. Les erreurs inférieures à 10% qui résultent de ce choix, sont relativement faibles vis-à-vis des causes d'erreurs que nous donnons ci-après.

En effet, le rapport de pluviosité à un pluviomètre donné est, comme la hauteur de précipitation annuelle, un phénomène foncièrement irrégulier. Si, dans une région où la hauteur de précipitation annuelle est sensiblement constante, on relève les hauteurs pour une année donnée, il est absolument normal de constater, en certains points, des écarts de 10%, indépendamment de toute erreur d'observation. On peut donc s'attendre de façon tout-à-fait courante à des écarts de 10% dans les valeurs du rapport de pluviosité, c'est-à-dire que les courbes correspondant à une valeur donnée du rapport de pluviosité, doivent être considérées comme de simples indications : il n'est pas exclu de trouver d'assez nombreux points aberrants.

Dans ces conditions, les deux cartes suivantes ont été établies, figurant les pluviosités des deux semestres 1958, correspondant chacune à une saison des pluies.



RAPPORTS DE PLUVIOSITE

1^{er} semestre 1958

Au cours du premier semestre, le littoral de la Côte d'Ivoire, celui du Dahomey et du Togo, ont bénéficié de précipitations légèrement excédentaires. A l'intérieur, on note un léger déficit généralement inférieur à 20%. Mais, en régime équatorial, un tel déficit donne lieu à des débits nettement inférieurs à la moyenne, si la hauteur de précipitation annuelle présente une valeur moyenne de moins de 1500 mm.

Au Nord du neuvième ou dixième parallèle, le rapport de pluviosité ne présente plus aucun intérêt car le premier semestre est toujours très sec et un déficit, même de 20 ou 30%, n'a pas la même importance qu'au Sud.

Au Cameroun, les montagnes de l'Ouest présentent une pluviosité normale mais le déficit s'accroît vers le Sud. Le NYONG correspond sensiblement à la limite du rapport de pluviosité 80%.

Au Gabon, la faible densité des pluviomètres et la très faible durée de la période d'observations ne permet pas une grande précision. C'est certainement dans ce territoire que doit passer la courbe 70%.

Le déficit s'accroît encore. La valeur moyenne du rapport de pluviosité est de l'ordre de 50% sur le bassin du KOUILOU. Bien entendu, le littoral, très peu arrosé en période normale, présente une sécheresse plus accentuée avec un rapport de pluviosité de 18% à POINTE-NOIRE. Les relevés de débits du bassin du CONGO montrent que ce déficit ne s'arrête pas à ce fleuve. Il s'étend largement, semble-t-il, sur la partie occidentale du bassin du CONGO, le KASAI en particulier. Le Sud-Est semble légèrement excédentaire. Au Nord, le bassin de l'OUELE n'est pas atteint par le déficit, pas plus que le bassin de la LOBAYE dans la République Centrafricaine.

Pour toute la région étudiée, l'hémisphère Nord présente donc une pluviosité moyenne ou légèrement déficitaire alors que dans l'hémisphère austral, le déficit est très important au point que, dans certaines régions, par exemple dans les zones où le coefficient de pluviosité a été inférieur à 50%, on a pu dire qu'il n'y avait pas eu de saison des pluies, ce qui a semblé extraordinaire.

Au cours du second semestre, la situation a été inversée. En Côte d'Ivoire, la seconde saison des pluies est très nettement déficitaire, surtout dans la moitié Est qui correspond d'ailleurs au régime dahoméen plus irrégulier. Le Sud-Est est un peu moins déficitaire.

Le déficit est très élevé au Togo et au Dahomey : le rapport de pluviosité est, en général, voisin de 60%. Bien entendu, ce rapport s'abaisse encore dans la région de LOME, toujours mal arrosée, où l'on observe 40%. Il semble se relever vers l'Est.

Le déficit s'atténue et disparaît assez rapidement vers le Nord, sensiblement au niveau du dixième parallèle, la zone tropicale ayant présenté une pluviosité normale.

Dans les régions Ouest et Sud-Ouest du Cameroun, il est presque impossible de tracer les courbes de pluviosité : suivant les stations, le rapport varie entre 100% et 70-80%.

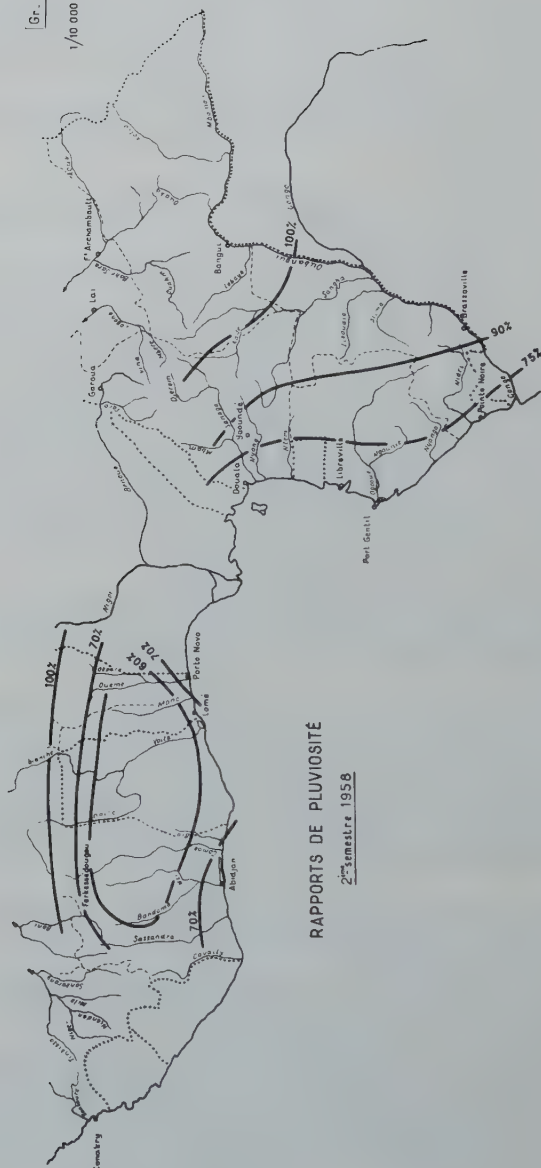
Au Gabon et au Moyen-Congo, le déficit est plus net. Il semble que sur le bassin de l'OGOOUE, le rapport de pluviosité varie de 65-70% au voisinage de la côte à 80-90% vers les limites Est du bassin.

Dans le Sud de la République du Congo, les variations sont plus nettes : le littoral est très fortement déficitaire, surtout POINTE-NOIRE, avec un rapport de pluviosité de 35% à comparer à LOME au premier semestre.

L'intérieur, jusqu'aux Plateaux Batékés, présente un déficit beaucoup moins marqué que pendant le premier semestre, avec un rapport de pluviosité de 70 à 90%. Plus à l'Est, le déficit s'atténue et on retrouve des valeurs voisines de la moyenne.

Au Congo Belge, les précipitations sont déficitaires au centre du bassin; il semble que la pluviosité ait été à peu près normale sur les cours moyen et supérieur du KASAI avec parfois un léger déficit. Elles sont excédentaires sur le haut LOUALABA, normales sur l'OUELE.

Il est assez courant dans l'hémisphère Sud que Décembre 1958 soit nettement



excédentaire. On a même assisté dans la région de POINTE-NOIRE au phénomène suivant : un étiage exceptionnellement bas au cours du dernier trimestre auquel a succédé une série de fortes pluies terminée par une averse exceptionnellement forte. Fait encore plus extraordinaire : c'est précisément à ce moment que les petits cours d'eau de cette région firent l'objet d'études hydrométéorologiques poussées, ce qui a permis d'enregistrer en quelques mois les deux valeurs extrêmes des débits.

2. L'ÉTUDE DES DÉBITS est un peu plus facile, l'écoulement homogénéisant quelque peu les résultats. Il y a moins de points singuliers, mais interviennent alors, les différentes perméabilités du sol et les différentes valeurs de la hauteur de précipitation annuelle. En effet, pour une même valeur du déficit pluviométrique, le déficit sur l'écoulement sera d'autant plus élevé que la hauteur de précipitation sera plus grande. La perméabilité agit de façon moins nette. Un sol perméable en surface réduira le ruissellement instantané, mais l'eau mise en réserve dans ces couches superficielles sera perdue, en général, par évaporation différée. Au contraire, des terrains perméables sur une grande profondeur conduisent à la mise en réserve des apports météoriques dans des nappes où elles sont soustraites à l'évaporation.

En ce qui concerne le premier point, on peut préciser que 3 bassins expérimentaux étaient observés en 1958 dans les Républiques du Congo, du Dahomey et de la Côte d'Ivoire, dans des régions recevant de 1200 à 1400 mm par an. C'est précisément pour ces hauteurs de précipitation annuelle que l'écoulement prend un caractère précaire en zone équatoriale, l'espacement des précipitations devenant tel que les conditions de saturation préalables sont, en général, insuffisantes pour qu'il y ait écoulement. Ces 3 bassins se trouvaient dans des zones où le coefficient de pluviosité était compris entre 45% et 70% pendant la saison des pluies principale de 1958. Il est remarquable de constater que sur ces bassins, l'écoulement a été *pratiquement nul*.

Ces divers comportements des bassins vis-à-vis du fort déficit de 1958 ont bien été mis en évidence par les deux cartes suivantes des rapports d'hydraulicité en 1958. On notera que les chiffres portés sur ces cartes ne sont valables que pour des bassins de dimensions modérées. Il n'est pas souhaitable qu'ils débordent de la zone équatoriale. La SANGA, le NIGER et la VOLTA, par exemple, sont à éliminer. Il n'a pas été possible de tracer les courbes des rapports d'hydraulicité. On a reporté les valeurs de ces rapports aux centres de gravité des bassins pour lesquels ils ont été calculés.

Pendant le premier semestre, l'hydraulicité est normale dans l'hémisphère Nord, sauf au Togo et au Dahomey où le déficit, modéré au Togo, s'accroît vers l'Est pour atteindre 20 et 30% aux frontières du Nigéria.

Sous l'Equateur, le déficit est important : le rapport d'hydraulicité s'abaisse à 62%, il est certainement plus élevé au voisinage de l'Oubangui et doit croître lentement vers l'Est, le bassin de l'OUELLE présente des débits normaux.

Plus au Sud, dans l'hémisphère austral, le premier semestre correspond à la saison des pluies principale, le déficit est un peu moins élevé au Gabon et dans le centre de la cuvette congolaise où il ne peut être apprécié que de façon qualitative, car peu de stations sont étalonnées. Cependant, la comparaison des relevés de débits des stations de PONTTHIEVILLE et de KINDOU sur le LOUALABA et l'examen des stations limnimétriques plus au Sud montrent que le rapport d'hydraulicité a dû atteindre 65-70% vers le 2^{me} parallèle Sud sur ce cours d'eau, l'hydraulicité doit ensuite croître vers l'Est puisque le lac KIVOU a été alimenté normalement. Nous avons porté sur la carte un point un peu arbitraire, 100%, pour indiquer ce qui semble être vers l'Est l'arrêt de la zone déficitaire. Le Graben semble former la limite Est de cette zone comme le lac KISALE doit constituer la limite Sud.

Entre OGOOUE et CONGO, on trouve une zone à assez faible pluviométrie annuelle qui, bien entendu, présente de très faibles hydraulicités. Le rapport est compris entre 50 et 65%. Certaines valeurs s'écartent largement de ces chiffres, les zones les moins

arrosées à pluviométrie moyenne voisine de 1200 mm ont dû présenter, sur de faibles surfaces, des rapports d'hydraulicité nettement inférieurs à 10%, comme nous le verrons pour le semestre suivant au Dahomey. Inversement, les régions très perméables des plateaux Batékés ont été beaucoup moins déficitaires que ne l'indique la valeur moyenne 50 à 60%.

Le Sud-Ouest de la cuvette congolaise a présenté également un déficit notable : le KASAI, en particulier, a un rapport d'hydraulicité de 85 à 90%. Il semble que la totalité du bassin de ce grand cours d'eau soit située dans la zone déficitaire.

Entre le 2^{me} degré de latitude Nord, une ligne joignant USUMBURA au bassin supérieur du KASAI et, peut-être, le 28^{me} degré de longitude Est, la fréquence d'une telle sécheresse est partout faible. Pour les bassins ne débordant pas de cette zone, on n'a trouvé aucun cas précis pour lequel la fréquence soit supérieure à la fréquence décennale. Pour l'OGOUE, observé depuis 25 ans, la période de retour semble d'une trentaine d'années. Pour le CONGO et ses grands affluents, il est difficile de juger, la longueur du parcours fait intervenir des apports du 2^{me} semestre 1957 et les zones excédentaires du Sud-Est, du Nord et du Nord-Est troublent les diagrammes, mais la première pointe de Mai est de fréquence décennale, malgré ces conditions favorables, ce qui laisse supposer que la fréquence est nettement plus faible dans les zones à rapport d'hydraulicité 60 à 75%. Indiquons qu'il n'y a pas un rapport bien net entre ce coefficient et la fréquence puisque, suivant les régions, l'irrégularité interannuelle est plus ou moins grande.

Au cours du second semestre, la situation est la suivante : la période de hautes eaux principale dans l'hémisphère Nord présente des rapports d'hydraulicité encore plus faibles que l'hémisphère austral, le semestre précédent. En Côte d'Ivoire, si le bassin de la COMOE atteint une valeur de 41 %, c'est dû uniquement aux apports du bassin supérieur à tendance tropicale. On trouve 20 à 25% pour les régions à forte pluviométrie annuelle de l'Ouest et du Sud mais, en moyenne, l'Est, à tendance dahoméenne, fournit moins de 10% des apports normaux. Au Togo et au Dahomey, des valeurs de 1 à 2% sont absolument courantes, les régimes y sont, d'ailleurs, très irréguliers.

L'Ouest et le Sud du Cameroun présentent des débits déficitaires, mais la hauteur de précipitation annuelle variant de 2000 à 5000 mm, l'irrégularité interannuelle est faible, le rapport d'hydraulicité ne descend guère au dessous de 70%.

Au Gabon, le déficit d'écoulement est sensiblement le même qu'au semestre précédent.

Entre OGOUE et CONGO, le déficit est moins marqué qu'au semestre précédent, mais les étiages sont très sévères.

Au centre de la cuvette congolaise, même tendance, l'étiage est extrêmement bas, sa fréquence est très inférieure à la fréquence décennale, parfois le mois de Décembre relève un peu l'hydraulicité.

Les limites de la zone déficitaire sont marquées, semble-t-il, par le Sud du bassin du KASAI, le Sud du bassin de la LOUALABA et les montagnes limitant à l'Est la cuvette congolaise bien que, au cours de ce second semestre, le déficit déborde sur le lac TANGANYIKA.

Comme pour les régions australes au cours du semestre précédent, les fréquences de la saison des pluies principales et, par suite, du module annuel, sont très faibles dans l'hémisphère Nord. Au Dahomey, le seul bassin observé depuis plus de 10 ans montre une fréquence nettement inférieure à la fréquence décennale.

En conclusion, nous nous trouvons bien devant un phénomène de la même ampleur que ceux qui ont été constatés dans les régions tropicales. Nous ajouterons que la même sécheresse exceptionnelle a sévi en Guyane et il serait intéressant de vérifier si elle n'a pas été plus loin.

Il serait surtout utile d'examiner si, dans l'Afrique Equatoriale, les périodes de

grande abondance ou de forte sécheresse présentent bien cette extension, de façon systématique. Malheureusement, les observations limnimétriques et pluviométriques ont commencé très tard dans ces régions. L'extrême limite à laquelle il est possible de remonter pour l'ensemble de la zone étudiée, est l'année 1949, qui serait marquée par une forte abondance, mais étudier son ampleur est une tâche ardue.

L'intérêt pratique de telles recherches est grand. La principale cause d'imprécision dans l'évaluation des débits moyens mensuels vrais est l'incertitude qui règne sur le rapport entre les moyennes sur les périodes dont on dispose et les moyennes sur de longues périodes. L'existence de séries d'années fortes ou faibles s'étendant sur toute la bande équatoriale permettrait de supposer que l'allure générale des variations d'hydraulicité reste, dans les régions d'Afrique Equatoriale, la même que pour de rares stations observées depuis très longtemps. D'autre part, si sécheresses ou abondances commençaient systématiquement dans l'hémisphère Sud, il y aurait là un élément précieux de prévision à longue échéance. Pour le vérifier, il faut tout mettre en œuvre pour assurer longtemps la continuité des observations, ce qui n'est déjà pas facile, et attendre le retour de phénomènes exceptionnels de ce genre, en souhaitant toutefois qu'ils n'aient pas de conséquences trop catastrophiques.

THE PREDICTION OF THE OCCURRENCE OF DROUGHTS IN CERTAIN CIRCUMSTANCES

N. J. COCHRANE

(Sir William Halcrow & Partners, Consulting Engineers, London)

SUMMARY

Some different meanings of the word drought are discussed and a proposal is made to define a drought merely as a climatic extreme lower than the average of the events which have happened in the few immediately preceding years. It is also suggested that the assumption of a consistent average of behaviour may be erroneous. Information is given on cyclical variations in magnitude of two cases of rainfall, three of river flow, and two of evaporation. These are compared with the turbulence or rate of change of sunspots, as the author believes this may be a better indicator of variations in solar energy than sunspots themselves.

The results of three years predictions of the behaviour of the Lake Nyasa/River Shire complex in Central Africa are given.

RÉSUMÉ

Plusieurs significations du mot sécheresse sont discutées et il est proposé d'essayer de définir une sécheresse comme simplement un climat extrême qui est plus sec que la moyenne des événements qui se sont produits pendant les quelques années précédentes. Il est suggéré aussi que la supposition qu'il existe une moyenne constante des conditions peut être fausse.

On donne des renseignements sur les variations de magnitude par cycle dans deux cas de précipitation, trois cas de débit de rivières et deux cas d'évaporation. On compare ceux-ci avec la «turbulence» ou le taux de variabilité des taches solaires car l'auteur pense que ceci donne une indication meilleure des variations d'énergie solaire que les taches elles-mêmes.

Les résultats des prédictions de trois ans sur la conduite du complexe du Lac Nyasa/Rivière Shire en Afrique Centrale sont donnés.

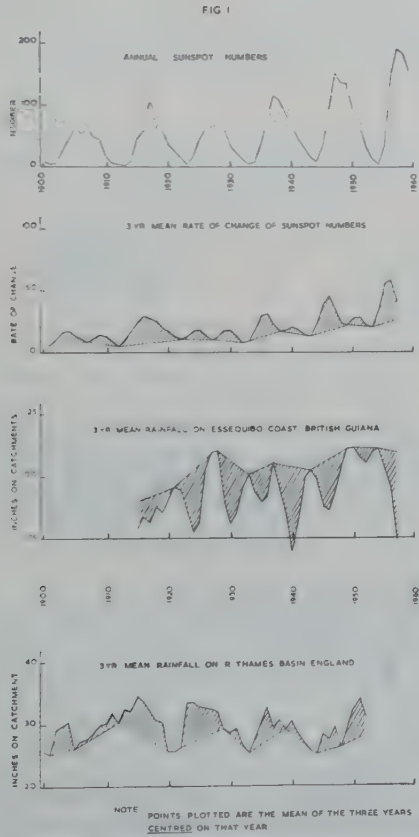
It is not possible to assign a precise magnitude to a drought. It will have different meanings for the operator of a hydro electric station in a wet region, an agriculturalist in a temperate climate, and a pastoralist in an arid one. It may even have different meanings for the same man at different times. For example, a farmer now growing oranges would have different views about the severity of a drought as compared with the time when his market favoured, say, an alfalfa crop.

It is proposed therefore to define drought as the drier of the two extremes of any particular climate. In addition no attempt will be made to attribute a limiting magnitude to these extremes, for that would presuppose there was some average or norm against which extremes could be judged. It is not at all certain that there is any consistent average in climatological phenomena in several parts of the world, except on a very long term basis. Such a basis is not of much significance in many fields of individual human endeavour, for the individual may only be subject to the vagaries of his local climate for a few decades.

It is in consequence proposed to consider the appropriate climatological data as merely varying from extreme to extreme without defining exactly whether an incidental extreme is of great or small magnitude. In fact it might perhaps be classed as an extreme so long as it is different from the average of that which has happened in the few years immediately before.

Without wishing to over-emphasise the significance of this definition, it is possible that a measure of freedom from the tyranny of, sometimes imperceptible, averages may allow one to deal more positively with the curious persistences of extreme behaviour which seem to occur so often in nature.

The author has been interested in climatic variation for many years since it is a vital factor in his profession of civil engineering and his study of the behaviour of the Lake Nyasa River Shire and Lake Victoria/Nile complexes was published in 1954¹. This set out certain cyclical factors in the hydrological behaviour of these two great regions of Central Africa. Subsequently more information has been published^{2,3,4,5} and this present paper summarises data chosen to cover a variety of climatic zones.

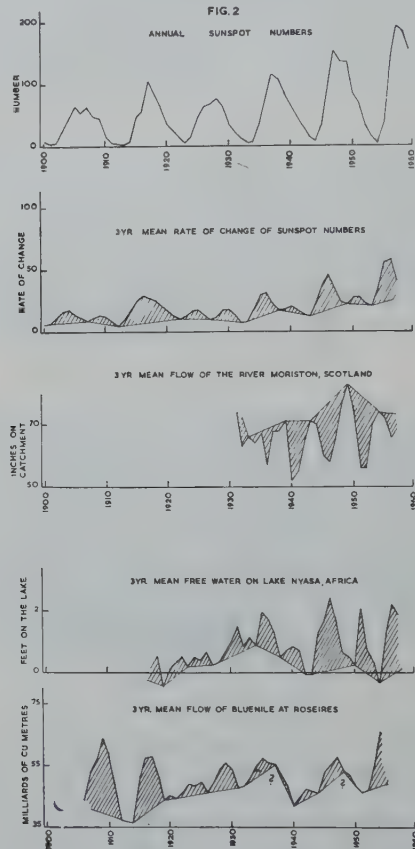


1. RAINFALL (Fig. 1)

The Thames Basin in England and the Essequibo coast of British Guiana are chosen as representing a temperate climate with moderate rainfall and a tropical climate with heavy rainfall.

2. RIVER FLOW (Fig. 2)

The River Moriston in Scotland, the Lake Nyasa/River Shire complex, and the Blue Nile at Roseires are taken as representing a cool temperate climate with heavy rainfall, a tropical climate with medium rainfall, and a tropical catchment whose climate ranges from desert to high mountains with heavy rainfall.



3. EVAPORATION (Fig. 3)

Inasmuch as a drought might be the result of a decrease in rainfall or an increase in evaporation or evapotranspiration it is relevant to consider evaporation in its own right. The author's interest in the variation of evaporation was first aroused by the variations in the behaviour of evapotranspiration in the Thames basin which appeared to him difficult to account for entirely by variations in the rainfall. Some of this work was eventually summarised in 1959⁶. In another paper² he evaluated the evaporation from the surface of Lake Nyasa during September, October and November, the three driest months of the year. The carrying out of full scale water budgets is however a formidable task and the Author has not done any further work on Lake Nyasa evaporation.

An attempt has also been made to analyse part of the hydrological behaviour of the Caspian Sea. The change of water levels between mid-September and mid-November was chosen as a crude indicator of evaporation. No data on inflow and rainfall were available to the Author but the effect of both these elements might possibly be less important than evaporation in the period chosen. Data on variations in the level of the Caspian have been published in Moscow ⁸.

All the data are plotted as three year means on the diagrams which will be seen to show cyclical elements in their behaviour. The data have been compared with the turbulence or rate of change of sunspots and there appears to be a fairly well marked qualitative correlation.

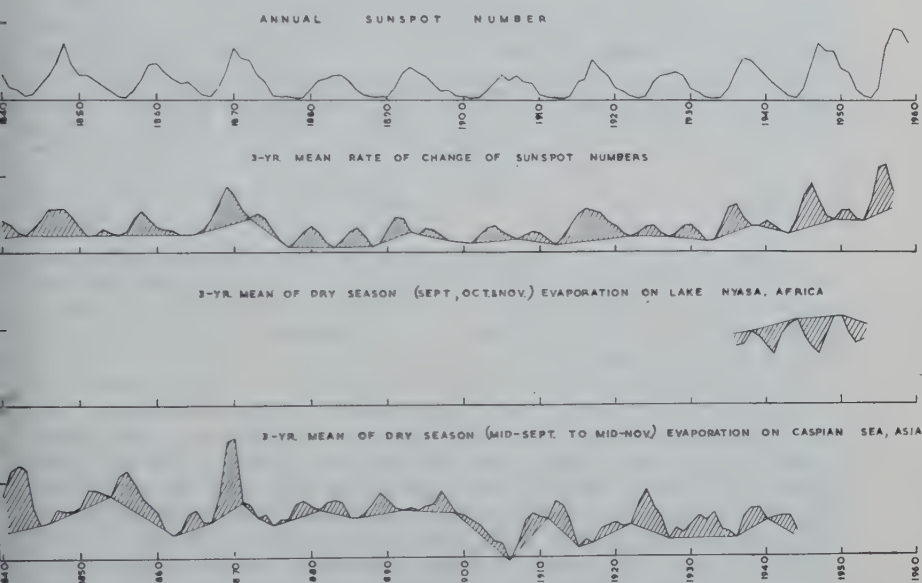


FIG. 3

On the assumption that variations in our climate should basically follow variations in incident solar energy, the author decided to use the only long term data available on solar variations — sunspots. However it is not known to the author whether a sun with, say, a hundred spots produces more heat than one with no spots at all. Indeed, the variations in the Smithsonian Solar Constant are very limited.

It seemed desirable, therefore, to clear the mind of any conception of magnitude of heat in association with sunspot numbers as such. (As an analogy, one cannot judge the momentary intensity of fever in a child suffering from chicken pox by the numbers of spots on its skin). The turbulence of sunspots was judged to be a possible indicator of changes in the output of energy and this is illustrated in the diagrams in a primitive form as rate-of-change of annual sunspot numbers.

It is not easy to deal with such correlations by any of the simpler statistical techniques because

a) the data are not events; they are all averages and different statistical conclusions about the significance of the correlation may arise from varying the time increment used in averaging.

b) there may be no consistent average value and a variable average may have to be considered.

c) the sequence of the data is important and they should not be lumped together.

In addition it is a fact that only some data can be correlated in the manner illustrated, some showing no discernible cyclical behaviour, and others showing it only for a time, as for example the Caspian data illustrated. This latter situation might be partially resolved if more were known about the modern diversions of water there from the inflowing rivers for irrigation.

Nevertheless it is also a fact that some complexes have persisted in cyclical behaviour for many decades and this should surely be a stimulus for further research.

On a practical basis it is not much comfort to the small farmer in British Guiana to be told that the crop losses he has just suffered are statistical events of low probability because it is clear from Fig. 1 that all his crops will be in hazard from drought for two or three years at a time and these hazardous epochs will recur at almost predictable intervals. On the other hand the owner of a hydro electric scheme on any of the rivers illustrated in Fig. 2 could probably improve the efficiency of his use of water and marketing of power if he had perceived the cyclical elements in the behaviour of his river.

4. PREDICTION

An attempt was made by the author in 1956 to predict the behaviour of the Lake Nyasa/River Shire complex for the succeeding few years. The method used was more primitive than he would use now, and, in addition, long term cycles, such as Col. Rawson's 19 year cycle now known to have persisted in the case of the Nile for almost a century⁷, were ignored.

The Nyasa/Shire complex is an interesting example of a tropical catchment of which a substantial proportion, 11,400 square miles, is a deep lake. Because of this, evaporation may sometimes exceed inflow and the water balance of the complex may include true annual deficits — even when the river continues to flow. Free water is defined as the result of the annual water balance and is quoted in terms of «inches on the lake». This is a volume and a depth of 12 inches on the lake area represents a volume equal to a flow of about 10,000 cubic feet per second for one year.

From the record the complex has shown wet-season free waters ranging from plus 15 inches to plus 78 inches on the lake and residual annual free waters ranging from *minus* 30 inches to plus 46 inches, so that there is a considerable range of values to guess from.

The author's qualitative prediction was that 1957 should be a large water year but some years of dryness should follow. This has proved entirely correct.

In addition a quantitative prediction was given at the beginning of each of the three years 1957, 1958, and 1959, and the results were as given in Table 1.

Year	Wet Season Free Water (inches on the lake)		Residual Annual Free Water (inches on the lake)	
	Predicted	Actual	Predicted	Actual
1957	56½	60	27½	28
1958	39½	37	6	—1
1959	39½	31	7	—8
				(approx)

It may be concluded that the predictions for 1957, a wet year, and 1958, a dry year, were reasonably good. That for 1959, a very dry year, was not so good, in the quantitative sense and the extremity of the drought was underestimated. This may be partly accounted for by the fact that 1958 and 1959 turned out to be a period of uniquely high sunspot numbers and the author was in error in this respect.

REFERENCES

1. Report on the Control and Development of Lake Nyasa and the Shire River, sir William Halcrow & Partners, 1954.
2. COCHRANE, N.J. The Cyclic Behaviour of Lakes Victoria and Nyasa, *Colonial Geology and Mineral Resources*, Vol. 6, N° 2, 1956.
3. COCHRANE, N.J. Lake Nyasa and the River Shire, *Proc. Instn. Civil Engrs.* Vol. 8, December 1957.
4. Correspondence on ditto, *Proc. Instn. Civ. Engrs.* Vol. 10, June 1958.
5. COCHRANE, N.J. Patterns in Hydrology, *Water Power*, Oct. 1958.
6. COCHRANE, N.J. Observable evapotranspiration in the basin of the River Thames, *Quart. J.R. Met. Soc.* Vol. 85, N° 363, Jan. 1959.
7. Correspondence on «Planning for the Ultimate Hydraulic Development of the Nile Valley» (Morrice and Allan), *Proc. Instn. Civ. Engrs.* Vol. 15, 1960.
8. Variations in the level of the Caspian Sea, *Akademiya Nauk Institut Okeanologii Trudy Tom.* XV, Moscow, 1956.

DROUGHT CHARACTERISTICS IN A CONTINENTAL HUMID CLIMATIC REGION

F. A. HUFF and S. A. CHANGNON, Jr.
Illinois State Water Survey

SUMMARY

Using monthly precipitation data from 50 stations for the same 50-year period, 1906-55, a study of drought characteristics in Illinois has been made. This state encompasses 56,000 square miles, is centered near 40 degrees north latitude and 89 degrees west longitude, has a continental humid climate, and is located within a major thunderstorm region of the United States. Emphasis has been placed upon hydrologic application in the approach to the problem and in the presentation of results.

The spatial distribution of drought periods of 12 to 60-month durations was investigated, using percent of normal precipitation to define drought severity. Applying IBM and digital computer machine analysis to facilitate the study, frequency distributions of drought at each station were determined. Despite the relatively small size of the study area, a pattern in drought severity is evident, and this pattern becomes more pronounced with increasing recurrence intervals.

Investigation of the time of occurrence of severe droughts revealed considerable variation within the state, especially between the northern and southern portions. For example, the most severe 12-month drought during the sampling period occurred during 1933-34 over most of northern Illinois, while a large portion of southern Illinois had its driest period during 1953-54.

Variation in the time distribution of droughts indicates that different meteorological conditions may be associated with severe droughts in the northern and southern regions of the state. Atmospheric circulation patterns favorable for drought in Illinois are discussed briefly, and an analysis of meteorological conditions associated with a severe 12-month drought in 1953-54 presented.

An effort was made to associate drought probability patterns with the climatic distribution of other meteorological elements, such as atmospheric moisture, annual mean precipitation, and thunderstorm occurrences. The best association was found with thunderstorm patterns and with the relative variability of annual precipitation.

Application of precipitation drought data to the analysis of low stream flow is discussed briefly, and a method of relating the frequency distributions of precipitation and streamflow is outlined.

RÉSUMÉ

On a fait une étude des caractéristiques de sécheresse en Illinois en employant la donnée de la quantité de pluie annuelle de cinquante postes pendant la même période de cinquante ans, 1906-55. Cet état (d'Illinois) a une superficie de cinquante-six mille milles carrés (56,000 square miles) ou 14.504.000 hectare^o. La latitude de quarante degrés la traverse au centre, et la longitude ouest de quatre-vingt-neuf degrés fait de même. Elle se trouve dans une région des plus grands orages aux Etats-Unis et a un climat humide. On a souligné l'application hydrologique en entreprenant le problème et en présentant les résultats.

La distribution spatiale des périodes de sécheresse de douze à soixante mois de durée ont été étudiées, en employant le pour-cent de précipitation normale pour définir la sévérité de sécheresse. En appliquant IBM et un appareil digital à calculer pour faciliter l'étude, on a déterminé les distributions de fréquence de sécheresse à chaque poste. En dépit de la superficie relativement petite des étendues, étudiées on s'est aperçu d'un type de sévérité de sécheresse et ce type devient plus évident quand ces intervalles sont moins fréquents.

En examinant quand arrivent les sécheresses sévères on a trouvé une variation considérable dans l'état, surtout entre les parties du nord et du sud. Par exemple, la sécheresse la plus sévère de douze mois pendant la période d'échantillons est arrivée en 1933-34 dans la plus grande part de l'Illinois du nord, tandis qu'une grande partie de l'Illinois du sud a eu sa période de plus grande sécheresse en 1953-54.

La variation dans la distribution de la sécheresse dans le temps nous fait penser qu'on peut expliquer les sécheresses sévères dans les régions du nord et du sud de l'état par leurs différentes conditions météorologiques. On parle brièvement des

motifs de circulation atmosphérique favorable à la sécheresse en Illinois et on présente une analyse des conditions météorologiques associées à une sécheresse sévère de douze mois en 1953-54.

On a essayé d'associer les motifs des sécheresses probables à la distribution climatique d'autres éléments météorologiques, tel que l'humidité atmosphérique, le niveau de précipitation annuelle et les orages. On a trouvé un rapport entre les motifs d'orages et la variabilité relative de précipitation annuelle.

On parle aussi un peu de l'application de la donnée de sécheresse à l'analyse de l'écoulement de base de ruisseaux, et on présente une méthode en général d'établir un rapport entre la fréquence de distribution de quantité de pluie et l'écoulement de ruisseaux.

I. INTRODUCTION

Using monthly precipitation data from 50 stations (Fig. 1) for the same 50-year period, 1906-55, a study of drought characteristics in Illinois has been undertaken. This state encompasses 56,000 square miles, is centered near 40 degrees north latitude and 89 degrees west longitude, has a humid continental climate, and is located within a major thunderstorm region of the United States. Illinois is a relatively flat plain

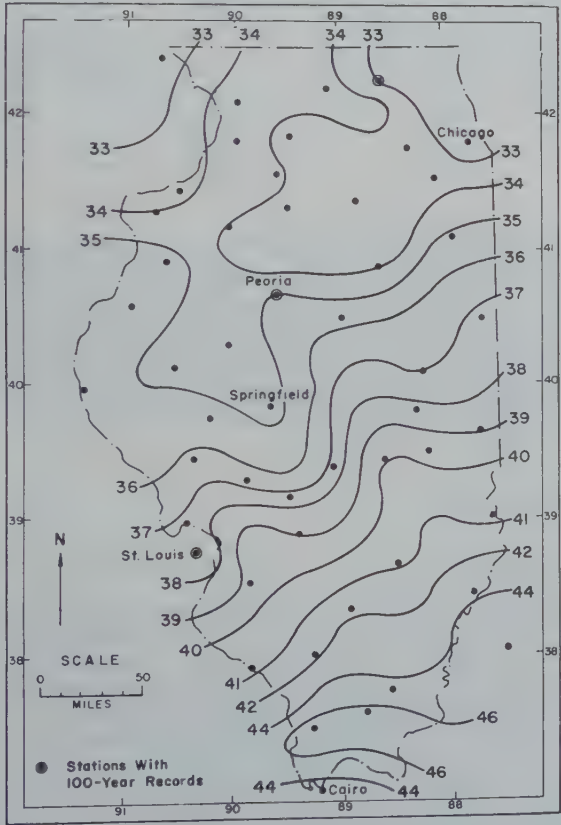


Fig. 1. — Mean Annual Precipitation in Inches

with few striking physiographic contrasts. The mean elevation above sea level is 600 feet and varies from a low of 260 feet in the south to a high of 1240 feet in the northwest. The basic features of the climate reflect the latitudinal controls on the weather of the central United States. Figure 2 shows the location of Illinois within the United States.

Mean annual precipitation (Fig. 1) ranges from 32.6 inches in the northern part of the state to 47.5 inches in the extreme south, while mean annual temperature varies from 49° F. to 59° F. During the warmer half-year, the precipitation from north to south varies from 20 to 24 inches, while in the colder half-year it ranges from 12 to 23 inches. The driest month is February, and the wettest month varies from March in the southern region to June in the extreme north.



Fig. 2. — Location Map

The study was undertaken to ascertain the spatial and temporal distribution of droughts, the relative severity of such droughts, synoptic climatological conditions associated with severe droughts, and the association of drought with low stream flow. Emphasis to date has been placed upon investigation of the space and time distribution of drought periods of 12 to 60-month duration, with stress placed upon hydrologic application in the approach to the problem and in the presentation of results. Because of space limitations, discussion will be restricted largely to 12-month drought periods throughout this paper.

2. ANALYTICAL PROCEDURE

2.1. *Definition of Drought*

Percent of normal precipitation was used to define drought severity. Using precipitation deficiency to describe drought permits a realistic regional evaluation and allows the user to adapt the results to problems requiring different definitions of drought, since the relative and absolute magnitudes of the precipitation deficiency are available from the analytical procedures employed. Obviously, no single definition of drought is applicable to the various drought problems encountered in hydrology and agriculture. However, the selected method appears to be most adaptable for hydrologic application in periods of extended drought. Furthermore, applied research in agriculture has established, to some extent, the relation between rainfall deficiency and crop production, so that the results of this study should have limited application, at least, in agriculture and should become more useful in the future.

2.2. Treatment of Data

In the first phase, the frequency distribution of drought at each of the 50 stations was determined for drought periods of 12, 24, 36, 48, and 60 months, based upon data for 1906-55. Analysis of 3-month and 6-month dry periods is under way also but is not sufficiently complete for inclusion in this paper.

Analysis involved tabulation of all droughts at each station for each of the five periods, and selection of ranked independent values from this tabulation for determination of the station frequency curve. Independent drought periods were determined by a method similar to that used by HUDSON and ROBERTS (1955). In essence, the method consists of eliminating the possibility of a month being included in different droughts periods used in the analysis. Analysis was greatly facilitated through use of IBM and digital computer equipment at the University of Illinois since the data were available on IBM cards.

2.3. Frequency Relations

As usual in the analysis of precipitation data for central United States where great rainfall variability exists, no single statistical distribution was found which provided an excellent fit of the data for all stations and for each of the five periods analyzed at each station (HUFF and NEILL, 1959). In general, the most satisfactory fit was found by a log-log plotting of the data, and frequency curves for each station were then obtained by curve fitting on log-log paper. The curve fitting is illustrated using Chicago data in Figure 3.

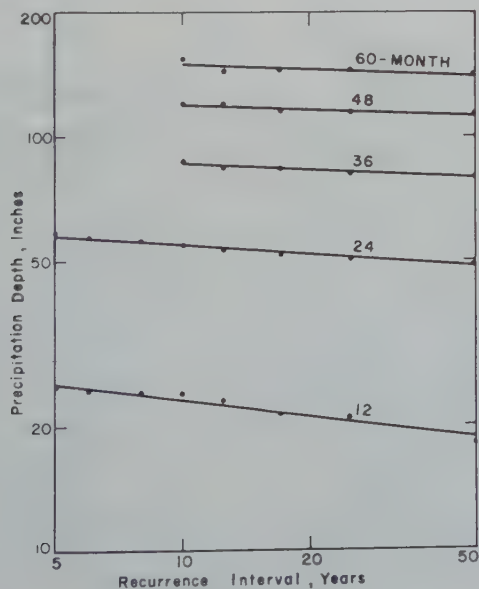


Fig. 3. — Drought Frequency at Chicago

Following the above procedure, frequency curves were obtained for 12, 24, 36, 48, and 60-month periods at each station. These curves were then used to evaluate the

severity and spatial distribution of droughts within the state. Results of this phase of the study are portrayed in Figure 4 where 12-month drought periods for the state are shown for recurrence intervals of 5, 10, 25, and 50 years with drought severity expressed as percent of normal of the annual precipitation. Percentage values were calculated from the station curves. Precipitation depth in inches corresponding to the percentage values are shown for selected stations. When used in conjunction with the mean annual precipitation (Fig. 1), Figure 4 provides an estimate of both the relative severity and absolute magnitude of droughts of various recurrence intervals.

Reference to Figure 4 indicates that for a given recurrence interval, droughts are most severe in southwestern, extreme southern, and southeastern Illinois and least severe in the northeastern section of the state. In general, drought severity decreases northward and eastward through the state, and the differences in severity increase with increasing recurrence interval.

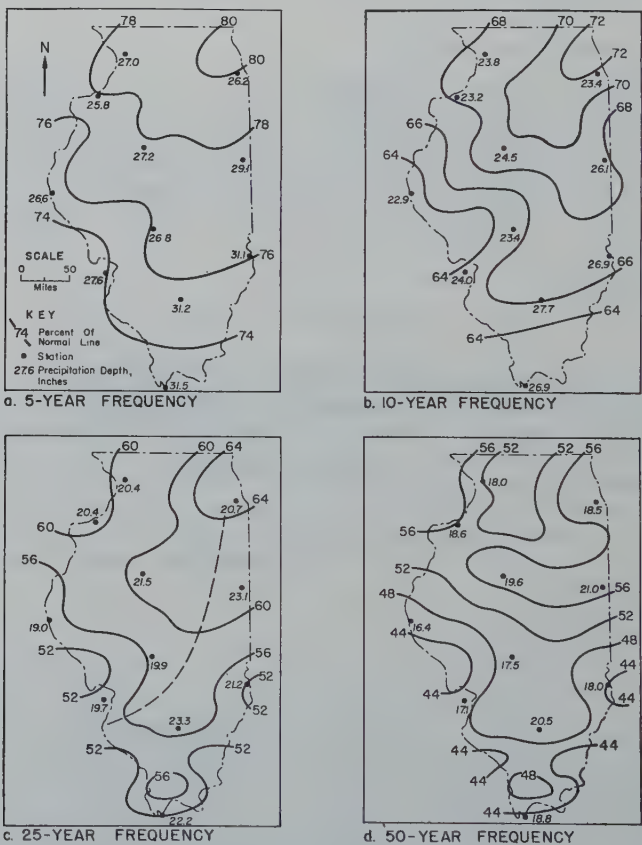


Fig. 4. — Frequency of 12-Month Drought Periods (Expressed As Percent of Normal Annual Precipitation)

The patterns of Figure 4 reflect the effects that several features of the mean circulation and climate of central United States have upon drought occurrence and severity in Illinois. As pointed out by TANNEHILL (1947), droughts tend to be more frequent

and severe in the Great Plains which lie west of Illinois; consequently, an eastward decrease in drought severity is to be expected across Illinois. The region of minimum severity in northeastern Illinois appears to be associated with the moderating influence of Lake Michigan which borders this area. Changnon (unpublished paper) has shown that the winter average precipitation is increased by approximately 10 percent in the vicinity of the lake shoreline. The increasing severity in extreme southern Illinois is at least partially due to the mean circulation pattern during drought periods which prevents the penetration of low pressure systems and fronts into this region to a greater extent than in the north.

Space limitations will not permit detailed discussion of the 24- to 60-month periods. However, the patterns were very similar to those found for the 12-month period. The relative severity, as indicated by percent of normal precipitation, decreased considerably as the length of period increased. The general trend is illustrated in Table 1 where values for the different periods are shown for a 25-year recurrence interval at a northern, a central, and a southern station (Fig. 1).

TABLE 1
Comparison of drought periods of various duration

Station	Percent of Normal Precipitation for Given Duration (Months)				
	12	24	36	48	60
Chicago (northern)	61	78	84	88	90
Springfield (central)	58	71	80	84	88
Cairo (southern)	52	68	76	80	84

3. ASSOCIATION OF DROUGHT WITH OTHER METEOROLOGICAL FACTORS

An investigation was made of the relation between the spatial distribution of drought and the climatic distribution of other meteorological elements such as annual mean precipitation, thunderstorms, and atmospheric moisture content. It was felt that this phase of the study might reveal pertinent information regarding the cause and distribution of droughts in Illinois and areas of similar climate and topography.

Comparison of the drought frequency patterns (Fig. 4) with the annual mean precipitation (Fig. 1) revealed evidence of an inverse relationship between patterns. Whereas the drought pattern indicates a minimum severity in northeastern Illinois and maxima in southeastern, southern, and southwestern portions of the state, the precipitation pattern shows regions of low precipitation in the northeast and high precipitation in the southeast and south. The relation does not hold too well in the southwestern region where relatively high drought severity occurs in a region of moderate precipitation.

Comparison of the coefficient of variation of annual precipitation (Fig. 5) with the drought patterns of Figure 4 reveals close similarity. Relatively low coefficient in the northeast and east occur in conjunction with relatively low drought severity, while high coefficients in the southeast, south, and southwest correspond with peaks

in the drought pattern. High relative variability of annual precipitation appears to be correlated closely with 12-month drought severity; that is, droughts are more severe where the year-to-year variability of precipitation is greatest, despite the fact that average precipitation is considerably greater in most of the severe drought areas.

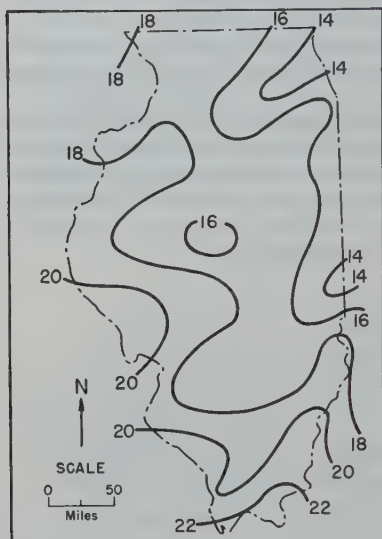


Fig. 5 — Coefficient of Variation of Mean Annual Precipitation

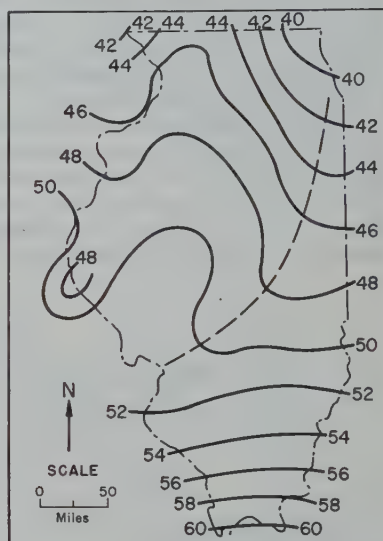


Fig. 6 — Annual Thunderstorm Frequency

Results of the above comparisons suggest that a strong association might exist between drought severity and the distribution of thunderstorms, which are primarily responsible for the great variability of rainfall in time and space common to central United States. Reference to Figures 4c and 6 indicates that a strong association does, in general, exist between patterns. For example, a trough in the thunderstorm pattern (dashed line) corresponds closely with a ridge in the drought pattern. Thunderstorm frequency minimizes in the northeast in the region of lowest drought severity and maximizes in the south and southwest where drought severity maximizes. Furthermore, cloud studies in Illinois (CHANGNON and HUFF, 1957) show that convective-type clouds occur with minimum frequency in northeastern and eastern Illinois.

The atmospheric moisture content, as portrayed by depth of precipitable water, does not appear to correlate well with drought severity. On an annual basis, the mean depth from the surface to eight kilometers decreases gradually from south to north throughout the state.

4. ATMOSPHERIC CIRCULATION ASSOCIATED WITH DROUGHT

TANNEHILL (1947) has presented a plausible theory of the cause of drought in the United States in which he pictures the variations in solar radiation producing changes in ocean temperatures which, in turn, control the continental precipitation. According to Tannehill, the Pacific Ocean largely controls the amount of precipitation over the country with the Atlantic Ocean and Gulf of Mexico controlling the distribution, to some extent, through the behavior of the Azores High. During drought

conditions, the flow over the Rocky Mountains is from a Pacific region farther south than in rainy weather. In dry weather, the upper air flow has an anticyclonic (clockwise) trajectory across the mountains, while in wet weather the flow originates farther north and is cyclonic. In summer, the relatively cool air and relatively warm continent produce a high-level anticyclone over southwestern United States which expands during droughts to produce dry weather over central United States. The high-level anticyclone associated with the Midwest droughts was first described by REED (1933) and has been discussed in considerable detail by KLEIN (1953) and others.

KLEIN (1953) has described typical mean circulation patterns associated with droughts over the United States during the warm and cool portions of the year. According to Klein, drought is generally found beneath a strong warm high pressure system (high-level anticyclone), and this continental high is accompanied usually by a fast westerly stream in southern Canada, an abnormally strong ridge in the east-central



FIG 7 MEAN HEIGHT OF 700-MILLIBAR PRESSURE SURFACE, AUGUST 22-26, 1953

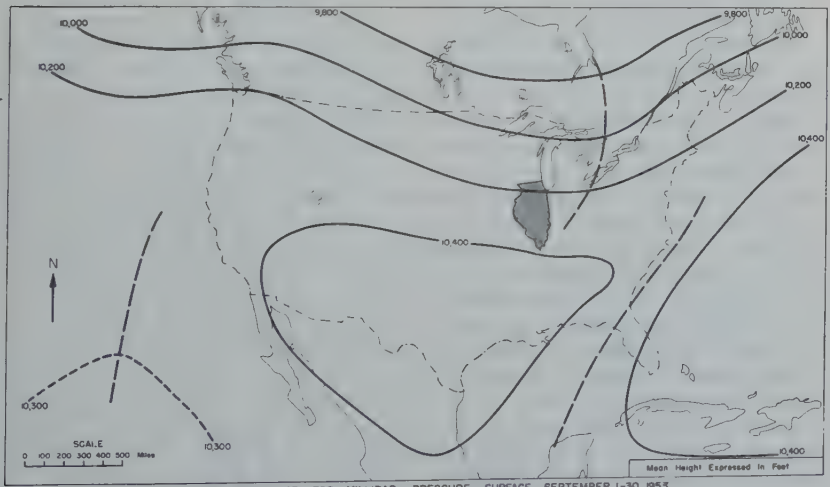


FIG 8 MEAN HEIGHT OF 700-MILLIBAR PRESSURE SURFACE, SEPTEMBER 1-30, 1953

Pacific, an abnormally deep trough along the west coast, and another trough off the east coast. This condition is illustrated in Figure 7 which is reproduced from the Monthly Weather Review of August 1953 published by the U.S. Weather Bureau. Figure 7 shows the mean circulation at 700 millibars (approximately 10,000 ft.) in the atmosphere for the five-day period, August 22-26, 1956. No rain fell in Illinois during this period except for an occasional light air mass shower. Klein describes the cool season dry weather pattern at 700 millibars as featuring northwesterly flow between a high pressure ridge in the western United States and a trough in the eastern part of the country. The mean circulation pattern at 700-mb for September 1953, as presented in the Monthly Weather Review, is shown in Figure 8, and reflects the predominance of this condition during that month when rainfall was only 44 percent of normal in Illinois (U.S. WEATHER BUREAU, 1953-54).

While the large-scale circulation patterns associated with drought throughout or over major portions of the country have been identified adequately, information is quite sparse on the causes of small-scale droughts or large variations in drought severity which have been observed over relatively small areas, such as Illinois. Detailed studies of meteorological conditions are needed in order to establish the causes of these small-scale conditions and to evaluate, more effectively, future probability of occurrence. This phase of the Illinois study is in a preliminary stage and will be discussed only briefly in the following paragraphs, using the 12-month period, August 1953-July 1954, to illustrate conditions prevailing in a drought period in which considerable variability in severity occurred within the state.

Reference to descriptions of the monthly weather and circulation appearing in the Monthly Weather Review during 1953-54 indicates that the typical large-scale drought circulation patterns, or slight modifications of them, dominated the United States weather throughout most of the 12-month period. During this time, the south central part of Illinois recorded one of the worst 12-month droughts on record while in the northern part of the state near normal precipitation was experienced. Figure 9 shows the precipitation pattern for this period expressed as percent of normal, with actual precipitation totals plotted for selected stations. The horizontal dashed lines on the map show the northern, central, and southern climatological divisions of the state designated by the U.S. Weather Bureau. Below normal precipitation was recorded in all 12 months in the south, 11 out of 12 in the central, and only 6 out of 12 in the north.

An analysis of meteorological conditions showed that for the 12-month period temperatures were about 2.5°F above normal throughout the state. The frequency of days with measurable precipitation was below normal throughout, but was least in the south. As might be expected, heavy rainfalls, classified as those exceeding 0.5 inch per day, were most deficient in the worst drought area, and this lack was responsible for a major portion of the total precipitation deficiency. The frequencies of thunderstorms and convective-type clouds were below normal, especially in the southern and western parts of the state. Average depth of precipitable water was found to be slightly below normal with near normal vertical stratification, with an approximate average value of 87 percent of normal in the worst drought area during the 12-month period. SEMONIN (1959) in a study of dry periods of five days or longer in Illinois has found that both the total amount and vertical stratification of atmospheric moisture is near normal during such periods. While the moisture supply is frequently adequate during drought conditions, the atmosphere is abnormally warm so that the humidity is low even with normal atmospheric moisture content. Furthermore, the atmosphere is so abnormally stable that vertical development of clouds and subsequent precipitation initiation, except on a very localized basis, is impossible most of the time. The Illinois study to date indicates that the frequency of air mass or local showers is not decreased tremendously during drought periods, but rather that large-scale convection systems are relatively rare.

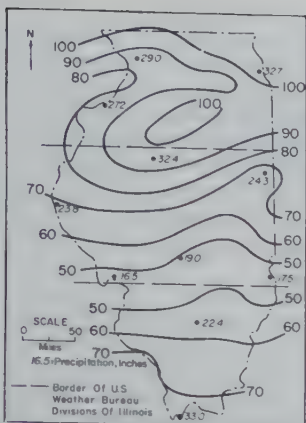
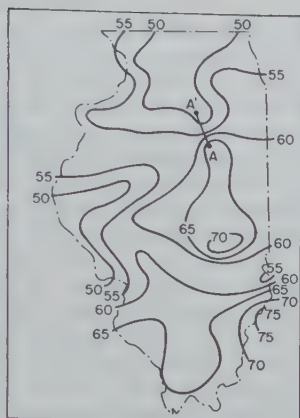
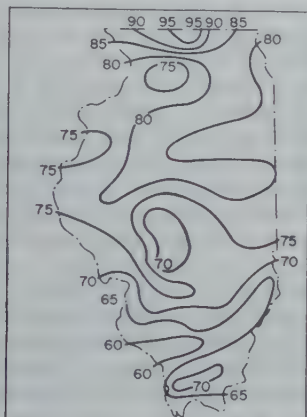


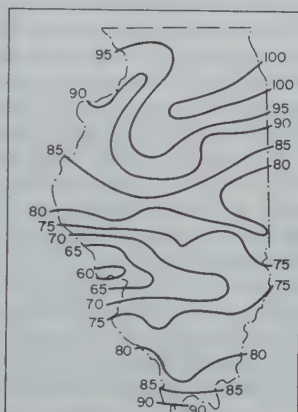
FIG 9 PERCENT OF NORMAL PRECIPITATION, AUGUST 1953 - JULY 1954



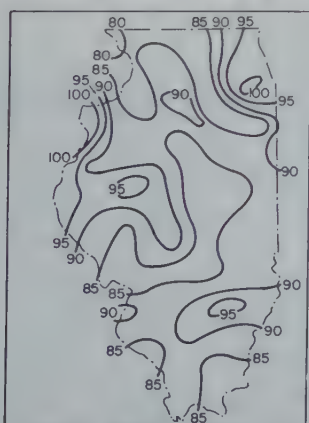
10a. 12-MONTH DROUGHT ENDING IN 1934



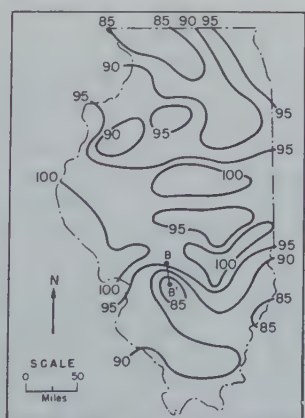
10b. 24-MONTH DROUGHT ENDING IN 1940-41



10c. 36-MONTH DROUGHT ENDING IN 1954-55



10d. 48-MONTH DROUGHT ENDING IN 1931-34



10e. 60-MONTH DROUGHT ENDING IN 1923-26

FIG.10 PERCENT OF NORMAL MAPS FOR SELECTED DROUGHTS, 1906-55

With typical drought circulation patterns there is usually a strong band of westerlies in southern Canada or near the United States-Canadian border. As a result, low pressure systems move rapidly across southern Canada and rarely penetrate substantially into the United States. However, trailing fronts out of these lows frequently pass across the northern border states, sometimes with weak low centers forming on these trailing fronts. Analysis indicates that such trailing fronts reached southward into northern Illinois with sufficient strength on occasions to prevent severe drought conditions in this region of the state during 1953-54. Much remains to be accomplished in this phase of the study before the various causes of drought variability in the state can be accurately determined.

5. SPECIFIC DROUGHTS DURING 1906-55

A study was made of specific droughts occurring during 1906-55 to determine whether : the most severe droughts on record occurred at the same time throughout the state; droughts exhibited similar patterns within the state; relatively large or small variability of severity within short distances occurred in individual droughts; and, any indication of cycles was apparent in the chronological occurrence of severe droughts. Results indicated very definitely that the time of occurrence of the worst droughts on record varied considerably over the state. For example, the worst 12-month drought on record in the extreme western part of the state ended in 1914, in most of northern Illinois during 1934, in eastern and extreme southern Illinois in 1931, and in south central Illinois in 1954. The record 1954 drought with values below 50 percent of normal in south central Illinois was accompanied by above normal precipitation in portions of northern Illinois. Such occurrences stress the need for detailed studies of drought on a small-scale, both to define accurately the frequency distribution and to ascertain the physical conditions which lead to relatively great variability within short distances.

No particular pattern with respect to location, size, or shape was found to characterize severe drought. Figure 10 shows the percent of normal precipitation for several severe droughts of 12 to 60-month duration. The 12-month drought ending in 1934 (Fig. 10a) reveals a marked decrease in percent of normal values in a northwesterly direction. The variation of severity with distance is illustrated well by line A—A'

TABLE 2

Number of months separating drought periods of various length, 1906-55

Drought Period	All Droughts			Six Most Severe Droughts			
	Total Number Droughts	Least Separation	Greatest Separation	Median	Least Separation	Greatest Separation	Median
12-Month	14	4	133	24	20	207	30
24-Month	12	3	98	23	23	146	61
36-Month	10	3	81	29	15	133	52
48-Month	9	14	118	22	32	118	55
60-Month	8	14	110	33	20	153	54

with a change from 68 to 46 percent in 33 miles. Figure 10b shows a pattern with maximum severity in southern Illinois with a latitudinal decrease in severity northward. The 36-month drought in Figure 10c shows an east-west oriented area of severe drought in south central Illinois with percent of normal increasing both to the south and north. The fourth pattern illustrated in Figure 10d shows the three areas of most intense drought lying along a north-south axis with increasing percentages to the west and east of these areas. A fifth pattern, based on the 60-month drought ending in 1923-26, is presented in Figure 10e. Even with this extended drought period, relatively large changes in percent of normal occurred in short distances, as can be noted along line B—B' where a change from 96 percent to 82 percent of normal occurred in a distance of 20 miles.

A brief examination revealed no cyclic trends in the occurrence of droughts. Results are summarized in Table 2 where statistics relating to the number of months that separate all droughts and the six most severe are presented.

6. RELATION BETWEEN PRECIPITATION DROUGHT AND LOW STREAMFLOW

In Illinois, as in most regions of the United States and other countries, long-period records of precipitation far exceed those of runoff. In Illinois, there are 67 stations with precipitation records of 50 years or longer and 99 stations having records exceeding 25 years, while there are no unbroken 50-year runoff records and only 21 stations exceeding 25 years. Consequently, the time and space distribution of low streamflow could be defined much better, if a satisfactory method of relating precipitation drought to low streamflow were developed. For drought periods of 12 months or longer and recurrence intervals exceeding two years, the authors have developed a method of defining low streamflow frequency throughout the state by: (1) relating the frequency distribution of low flow to the frequency distribution of precipitation drought at stations where both are available; (2) grouping the developed relations by geologic and physiographic regions; and, (3) using (1) and (2) above, in conjunction with detailed maps of precipitation drought frequency, to obtain low flow recurrence-interval values for any basin within a given geologic and physiographic region. Space will not permit further discussion of this method here, but results to date have been very encouraging and the technique is being explored in detail at this time.

REFERENCES

- CHANGNON, S.A. and HUFF F.A., Cloud Distribution and Correlation with Precipitation in Illinois, Illinois State Water Survey, Report of Investigation 33, 1957.
- CROSS, W.P., The Relation of Geology to Dry-Weather Stream Flow in Ohio, *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 30, No. 4, pp. 563-566, 1949.
- HUDSON, H.E. and ROBERTS W.J., 1952-1955 Illinois Drought with Special Reference to Impounding Reservoir Design, Illinois State Water Survey, Bulletin 43, 1955.
- HUFF, F.A. and NEILL J.C., Frequency Relations for Storm Rainfall in Illinois, Illinois State Water Survey, Bulletin 46, 1959.
- KLEIN, W.H., The Weather and Circulation of September 1953, *Monthly Weather Review*, U. S. Weather Bureau, Vol. 81, No. 9, pp. 304-307, 1953.
- LEIGHTON, M.M., EKBLAW George E. and HORBERG Leland, Physiographic Divisions of Illinois, Illinois State Geological Survey, Report of Investigation 129, 1948.
- REED, T.R., The North American High-Level Anticyclone, *Monthly Weather Review*, U.S. Weather Bureau, Vol. 61, No. 11, pp. 321-325, 1933.
- SEMONIN, R.G., Artificial Precipitation Potential During Dry Periods in Illinois, Proceedings of Conference on the Physics of Precipitation, Monograph No. 5, American Geophysical Union; 1959.
- TANNEHILL, I.W., Drought, Its Causes and Effect, Princeton University Press, Princeton, N.J., 1947.
- U.S. Weather Bureau, Climatological Data, Illinois, Vol. 58-59, 1953-54.

DROUGHT PATTERNS IN THE CANADIAN PRAIRIES

by A. H. LAYCOCK

Associate Professor of Geography.
University of Alberta

SUMMARY

We might obtain an impression of average annual drought patterns in the Canadian Prairies if we map average patterns of precipitation and evapotranspiration, make small allowances for water surpluses, and note the regional differences in values. Thornthwaite procedures have been employed for all of the meteorological stations of the Prairies for all years of the thirty year period 1921-1950 and the deficits obtained have provided bases for a more reliable map of average drought patterns. The data for each year, and for individual months, have been used in mapping drought frequency, intensity, duration and time patterns that are of even greater value in agricultural planning. Local and seasonal variations in drought intensity can be determined if appropriate maps of moisture storage are used. The major regional patterns of drought have been confirmed in studies employing other procedures and local observations, and are believed to be valid.

RÉSUMÉ

Nous pouvons obtenir une impression de la moyenne annuelle de la sécheresse dans les Prairies Canadiennes, si nous établissons une carte de la moyenne des variations de la précipitation et de l'évapotranspiration, en tenant compte des surplus d'eau, et en notant les différences régionales au point de vue de ces valeurs. Les méthodes, instituées par Thornthwaite, ont été utilisées par toutes les stations météorologiques des Prairies, chaque année, et pour une période de trente ans, de 1921 à 1950, et les pertes ainsi observées ont servi de base pour l'établissement d'une carte, beaucoup plus effective et sûre, des variations moyennes de la sécheresse. Les données pour chaque année, et pour chaque mois, individuellement, ont été employées pour cartographier la fréquence de la sécheresse, son intensité, sa durée, et ses cycles d'apparition, toutes informations qui sont de la plus grande valeur, surtout au point de vue de projets en agriculture. Les variations locales et saisonnières de l'intensité de la sécheresse peuvent être déterminées, si des cartes appropriées de l'humidité emmagasinée, sont utilisées. Ces tableaux des variations majeures, régionales, de la sécheresse, ont été confirmés, dans les études employant d'autres procédés, en plus de l'observation locale, et pour cette raison, peuvent être considérés comme valides.

Les procédés que nous avons indiqués et discutés dans cet article sont : (1) la moyenne de la précipitation annuelle; (2) la moyenne annuelle du potentiel de l'évapotranspiration; (3) — (10) les pertes basées sur 4'' (102 mm) de capacité d'emmagasinage — la moyenne, le maximum, et le minimum, annuels de 1927, 1936, et 1950 quart le plus bas, et quart le plus élevé; (11) & (12) les pertes moyennes basées sur 1/2'' (13 mm) et 12'' (305 mm) de capacité d'emmagasinage; (13) & (14) % des années avec plus de 8'' (203 mm) pertes basées sur 1/2'' (13 mm) et 12'' (305 mm) de capacité d'emmagasinage; (15) pertes en mai — 1/2'' (13 mm) de capacité d'emmagasinage; (16) pertes en juin — 2'' (51 m.m.) de capacité d'emmagasinage; (17) pertes en juillet — 6'' (152 mm) de capacité d'emmagasinage; (18) pertes basées sur les procédés de Lowry-Johnson; et (19) pertes pour le blé, basées sur les méthodes de recherche de Blaney et Criddle.

Many procedures have been employed in mapping drought patterns. Some of the most useful are those described by C.W. Thornthwaite and his associates in 1948 and subsequent years. We have used these and other procedures as bases for mapping drought frequency, intensity, duration and timing patterns for the Prairie Provinces Water Board.

One of our major objectives was to define regional drought patterns more closely than had been done previously. To do this, we employed the data of the 575 station locations listed in the Canadian Monthly Record with one or more complete years

of record in the period 1921-1950. Only 91 stations had over 20 years of record and there were relatively few data for some regions but the major patterns appear to be well established.

Average annual precipitation (Figure 1) ranges from less than 12'' (305 mm) in the driest areas to well over 50'' in some of the higher mountain areas. The major agricultural regions receive between 12 and 20''. We have made conservative allowances for the effects of topography upon precipitation patterns. We might reasonably assume that the moisture deficiency, or drought, for any year will be equal to potential evapotranspiration minus precipitation plus or minus allowances for water surpluses and storage change. Water surpluses are small—less than 3'' in most agricultural regions—thus effective precipitation is not much smaller than actual precipitation.

Potential evapotranspiration (Figure 2) — the amount of water that would be evaporated or transpired if the surface were completely covered with vegetation and there was sufficient moisture in the soil at all times for its use — ranges from 20 to just over 24'' in the agricultural regions.

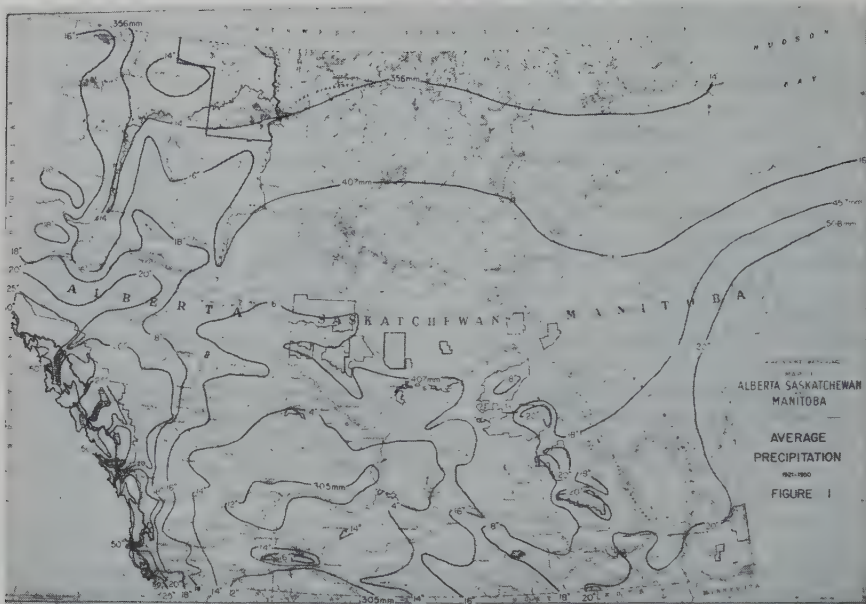
The average deficit (Figure 3) ranges from almost 12'' in the driest areas to between 4 and 6'' in the more humid areas. The deficit patterns in the drier areas are similar to those mapped by Sanderson in 1948 but the more humid area deficits are larger. If certain months had deficits in all years, we would find that deficits based on average monthly temperature and precipitation data would be the same as average deficits based on calculations for all years of the period. Since many of the months have surpluses in some years and deficits in others, particularly in the more humid parts of the Prairies, we must calculate water balance values for all years if we wish to determine average deficits. In making these calculations, we have obtained abundant information for establishing many different frequency-intensity and other deficit patterns. The more detailed studies are essential if we are to obtain adequate record of moisture deficits in non-irrigated areas and water needs in irrigated and irrigable areas.

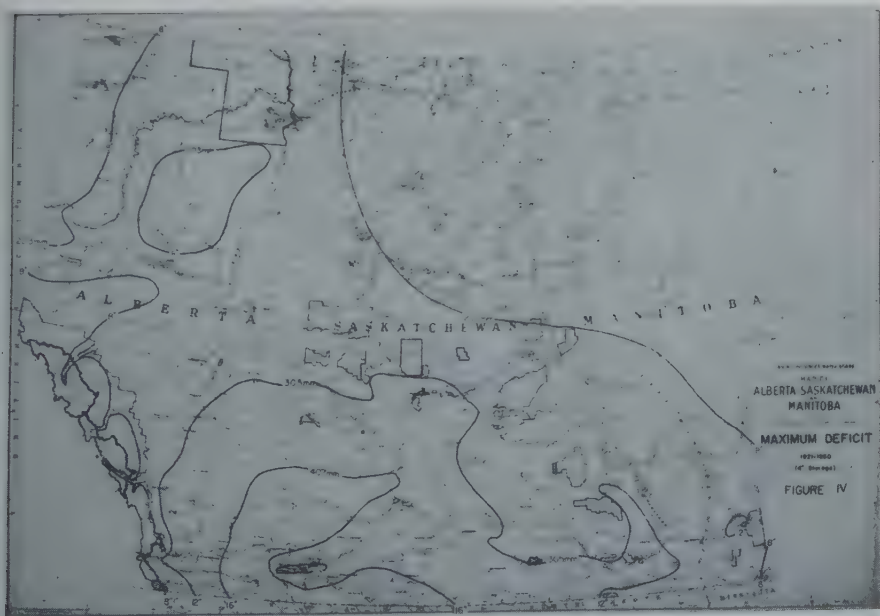
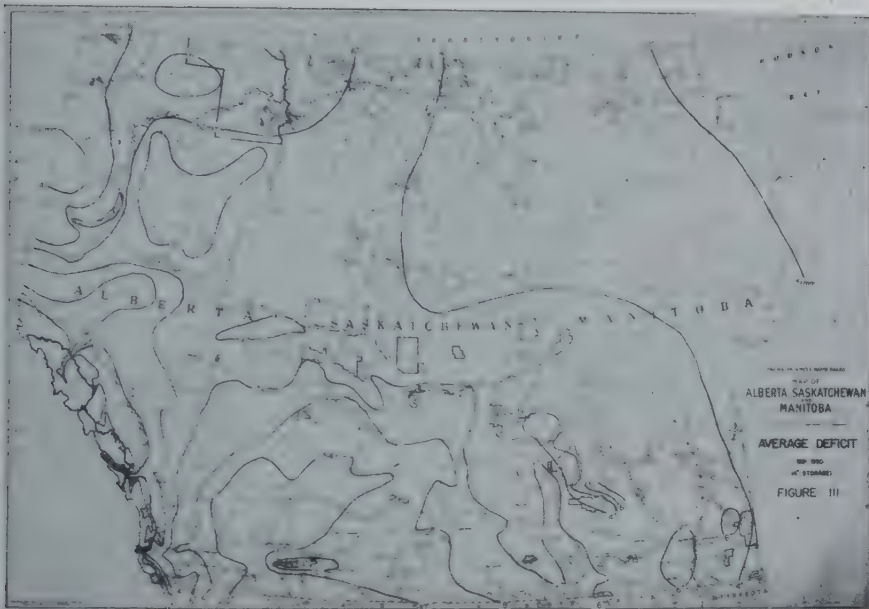
In most sub-humid and semi-arid regions there is a significant variation in drought intensity from one year to the next (Figure 4). The agricultural areas experienced deficits of from 8 to 16'' in the driest year of the period 1921-1950. If we assume that crop yields will be marginal (little or no return is provided to the farmer for his work) if a deficit of 8'' is experienced, almost all of the agricultural areas with average soil moisture storage capacities suffered from crop failure in at least one year of the period.

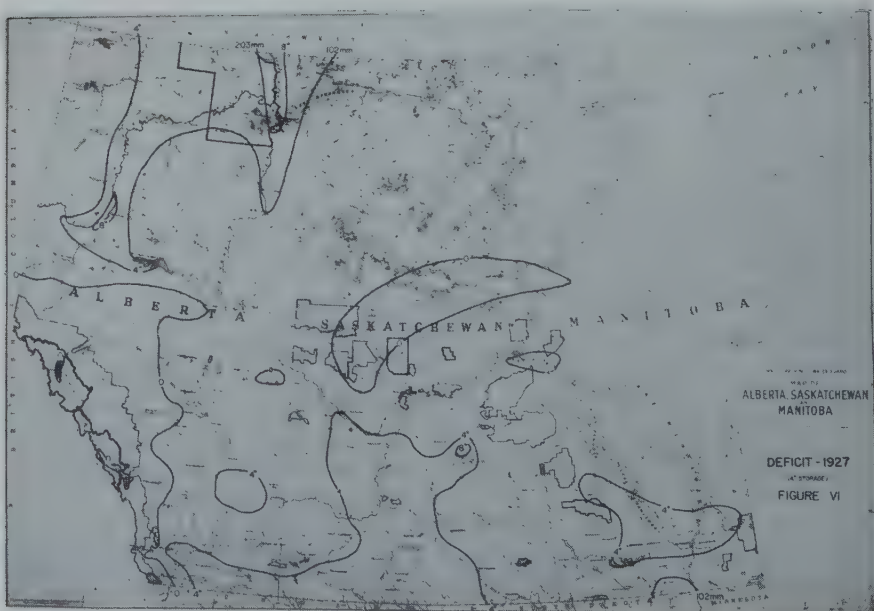
In the most humid years (Figure 5) moisture deficits were small or absent. Areas with deficits of over 2'' were widely scattered in the drier parts of the Prairies and owed their distribution largely to chance since adjoining areas that are normally as dry experienced no deficit.

The regional patterns of drought are not necessarily the same from one year to the next. In 1927 (Figure 6), most of the southern regions that are normally dry were relatively moist and the Peace River District in the north was moderately dry. In 1936 (Figure 7) a large part of the southern plains was very dry. The Peace River District was relatively moist. The severity of this drought in the south was almost matched in 1937 and much of the reputation of the 1930's as dry years can be attributed to this two year combination. In 1950 (Figure 8), the major drought area was centred well to the west in Alberta and the northern and eastern areas were moist. We can find little support for different theories of drought cycles in this region for the period studied.

Information concerning the extremes of drought intensity is useful in planning, but agriculturists are most interested in frequency patterns of intermediate drought intensities. These can be shown in various ways. The wettest quarter of the years (Figure 9) have deficits of less than 4'' in the more humid agricultural areas and over 8'' in the driest areas. If we assume that at least one quarter of the years should have droughts of less than 8'' if dry farming is to be practiced successfully, we might suggest







that crops should not be grown in areas drier than this unless supplementary water supplies are available. Irrigation is most likely to be successful in these dry regions, at least partly because farmers are least likely to defer irrigating in their hope for rain.

The driest quarter of the years (Figure 10) have quite intense droughts and crops may be quite marginal in many of the more humid regions. Supplementary irrigation and moisture conservation practices can be of value in almost all agricultural areas in almost all years. The low intensity of drought in the drier years in west-central Alberta was an attraction to settlers forced out of the driest regions in the 1920's and 30's.

One of the major problems in mapping moisture deficit patterns is that the water supply available for plant use varies appreciably in small areas because of variations in soil moisture retention storage capacity and in the capacity of plants to utilize the stored moisture. It is conceivable that detailed maps of soil moisture storage capacities might be prepared, but such maps are not yet available. It is possible for us to determine approximate local deficiency patterns if we draw maps for each of a number of storage capacities and apply the one that is appropriate for local soil and growth conditions. The values that we mapped were $\frac{1}{2}$ ", 1", 2", 4", 6", 8" and 12". The maps discussed previously are based on an average storage capacity of 4"—approximately the amount of moisture that light loam soils might hold for use by cereal crops with moderate root development.

Plants in coarse textured sandy soil areas with limited moisture retention storage capacities (Figure 11) are subject to severe droughts in even the more humid regions in average years. These patterns indicate that the greater yields of much of Southern Manitoba can be attributed largely to the high moisture storage capacities and the appreciable filling of these capacities before the growing season begins.

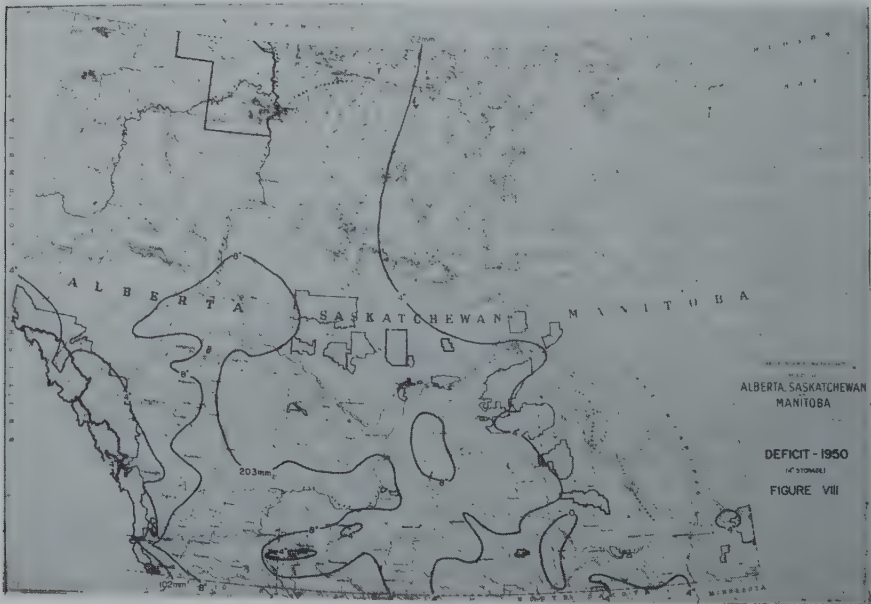
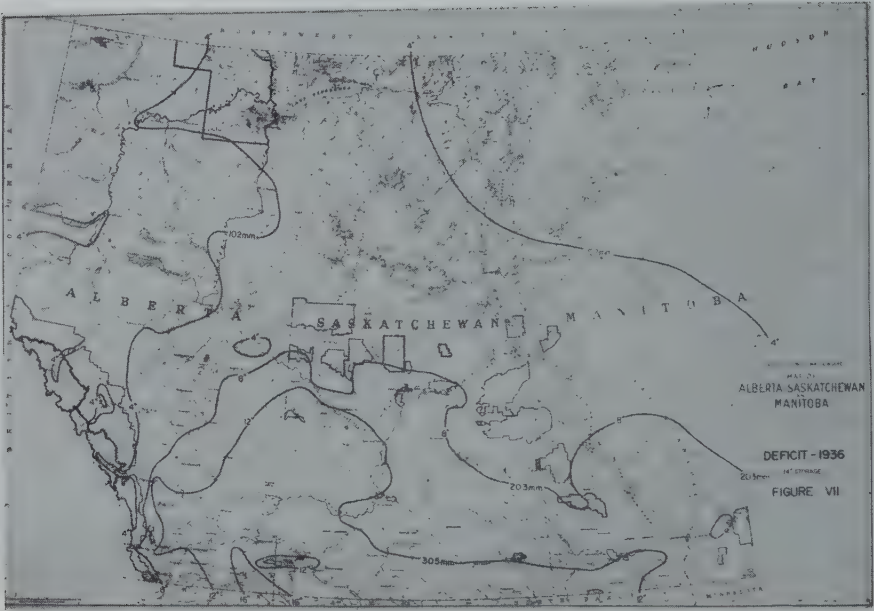
Fine textured clays and clay loams have large capacities for moisture retention storage (Figure 12). If alfalfa or other crops with deep and extensive rooting habits are grown on these soils and storage capacities are filled at the start of the growing season the moisture deficiencies will tend to be small. Under these conditions the average annual drought in the more humid regions is only 3 to 4". In drier regions, the fine textured soils can retain better moisture supplies than coarse soils, but they are rarely filled to capacity during fall, winter and spring and the storage advantage is frequently not used.

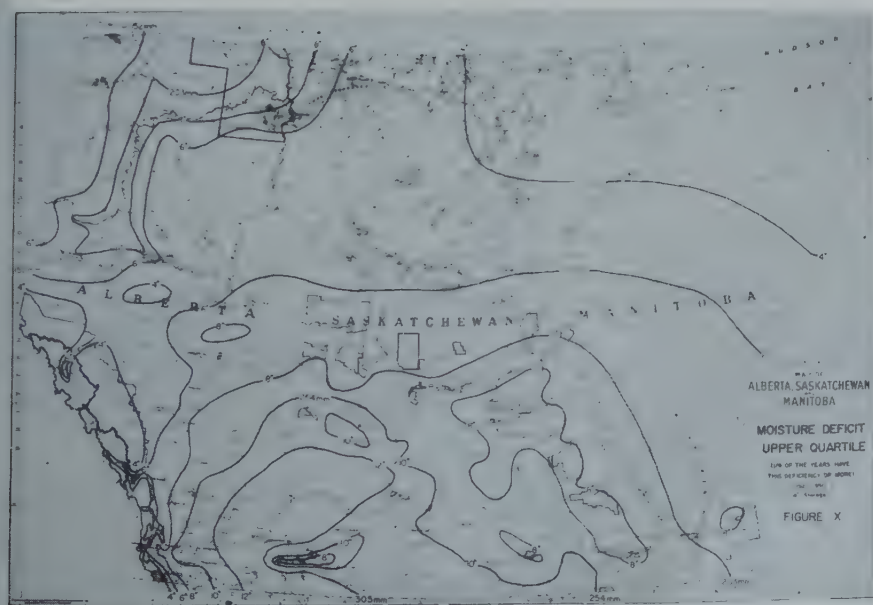
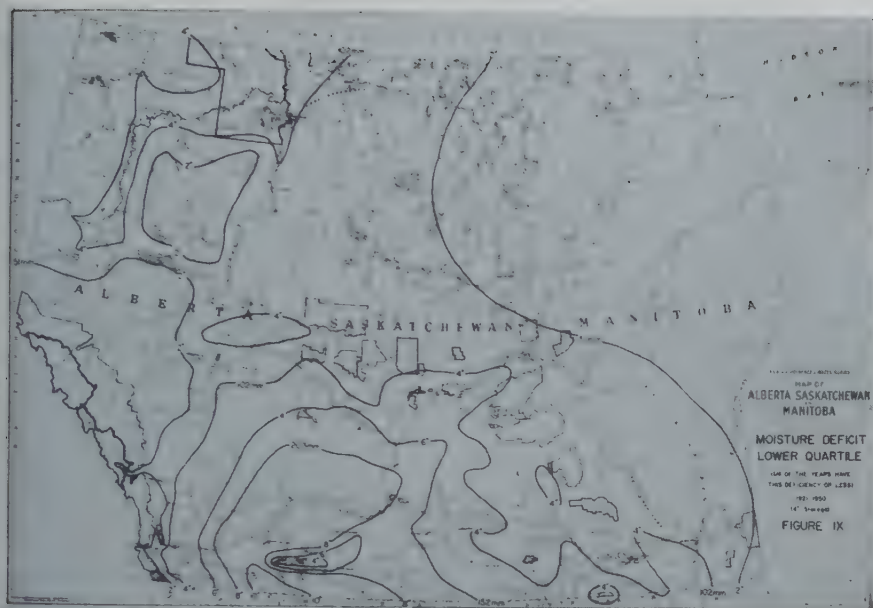
Irrigated crops in the drier regions require approximately 4" more water in sandy soil areas than in areas with clay soils. We might also conclude that supplemental irrigation might be utilized to a much greater degree in sandy than in clay soil areas, and for shallow than deep rooted plants in the more humid regions.

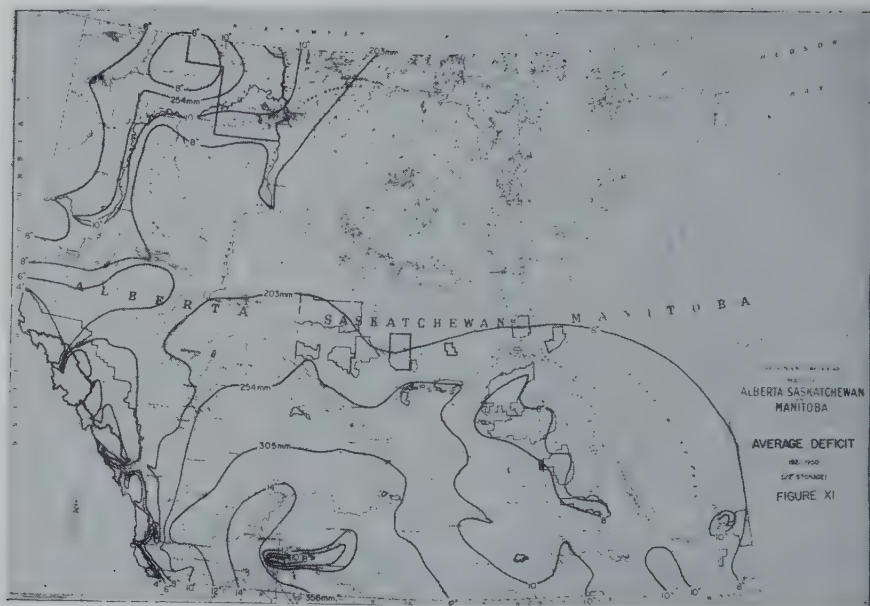
The percentage of years with over 8" deficit in areas with sandy soils (Figure 13) is very high in all regions. In contrast, the percentage of years with this deficit in areas with clay soils (Figure 14) is much smaller. The advantages of crop cultivation in the better soil areas are apparent.

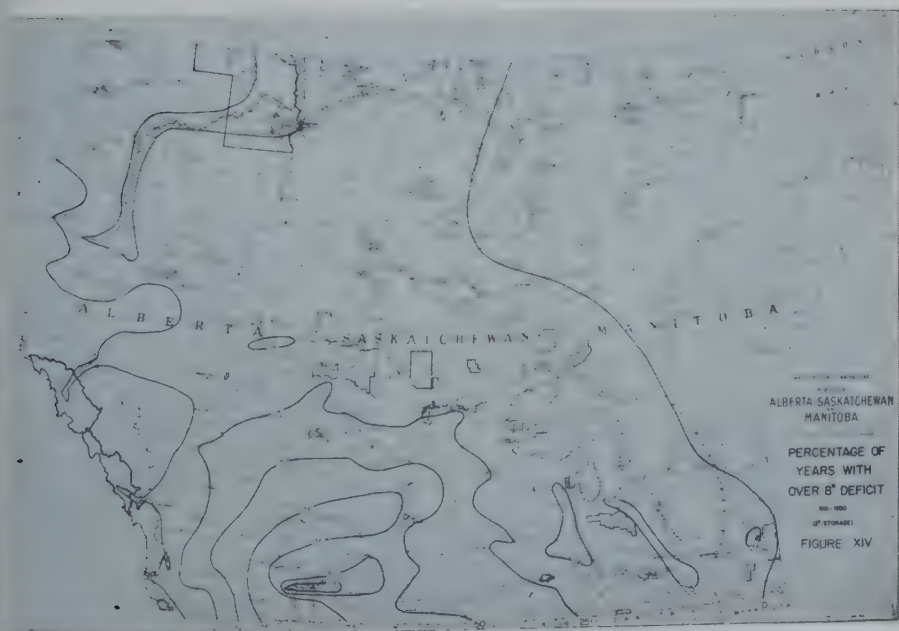
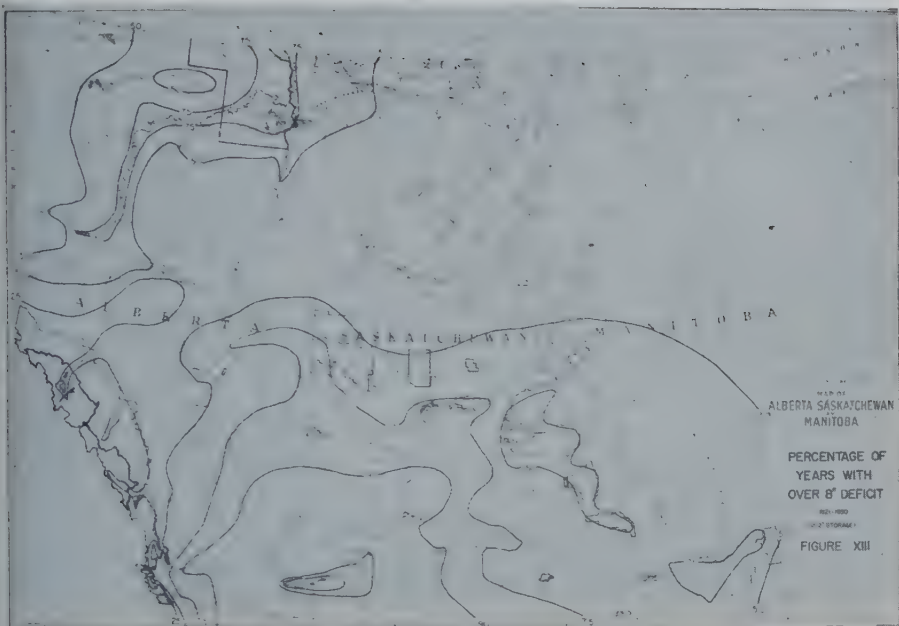
We have drawn numerous maps to show drought conditions for specific crops by varying the length of growing season and moisture storage capacity in our calculations. For example, in the south-western plains, the germinating wheat seeds and seedlings have very limited access to soil moisture storage in May (Figure 15). Drought may occur after $\frac{1}{2}$ " of moisture has been withdrawn from storage and deficiency calculations based on this capacity might be useful. In June, the plants will be able to utilize more of the soil moisture and droughts might be based on a 2" capacity. (Figure 16). In July the wheat root systems are well developed and droughts may be calculated using a 6" capacity (Figure 17). Potential moisture deficiencies in subsequent months may not be important because head filling and ripening may be complete by early August.

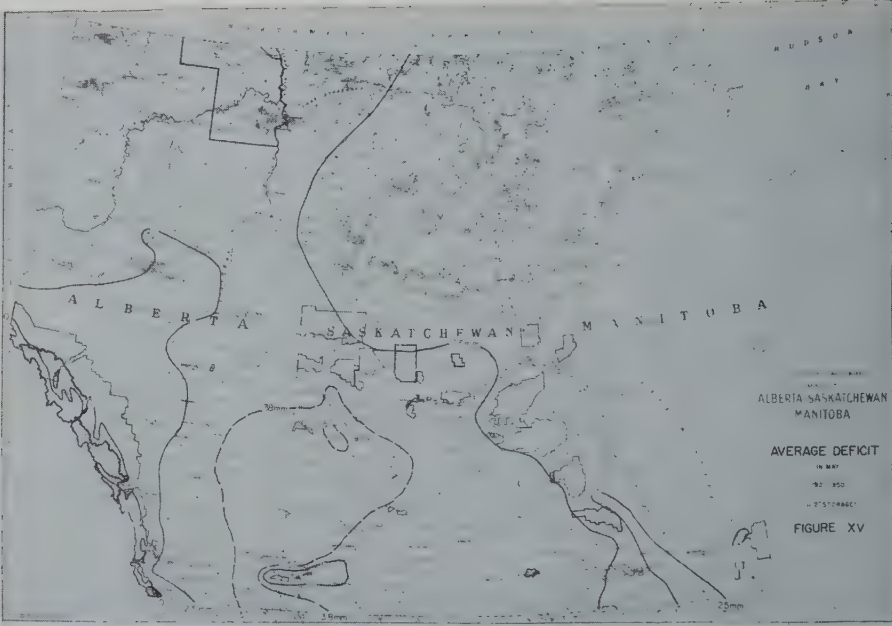
Some of you have worked with the Thornthwaite procedures of 1948 and 1957

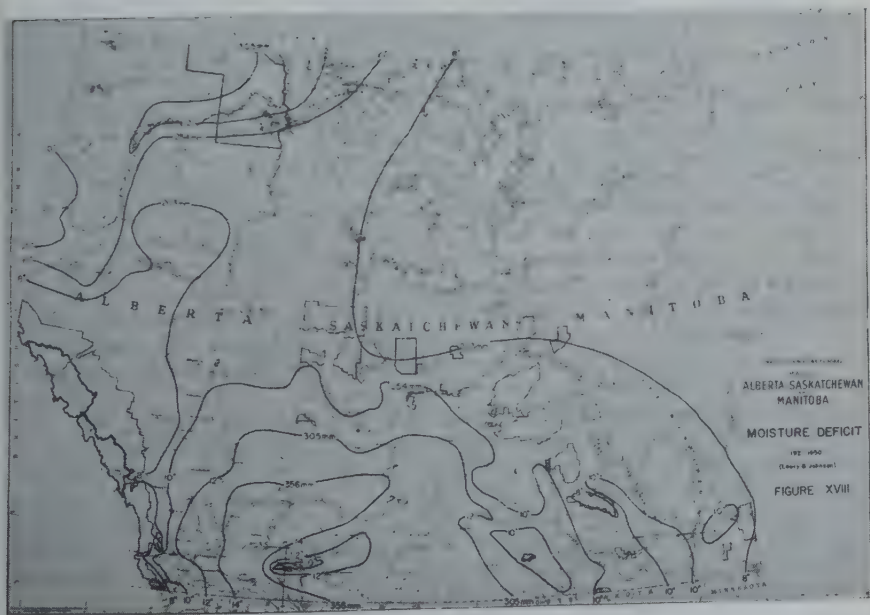
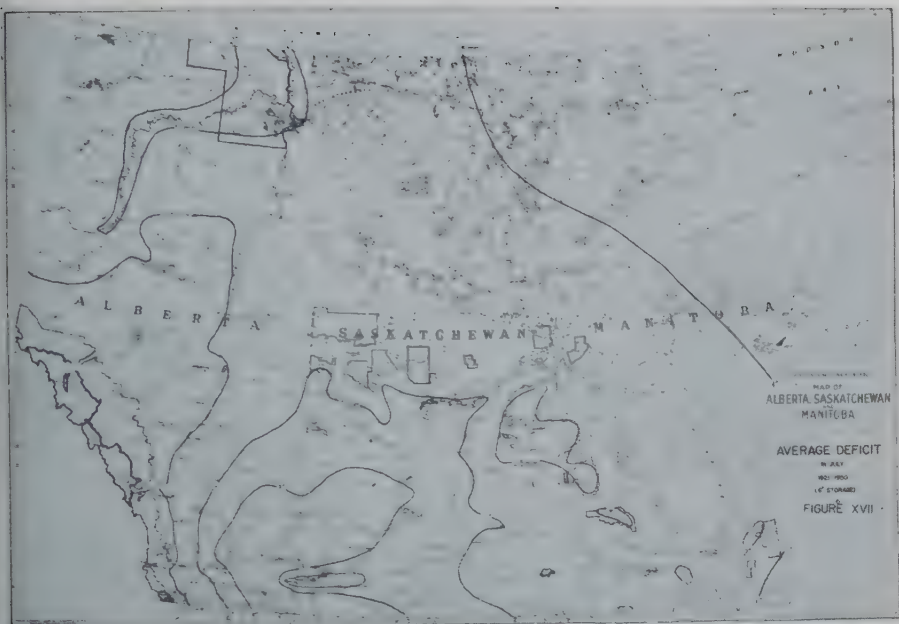


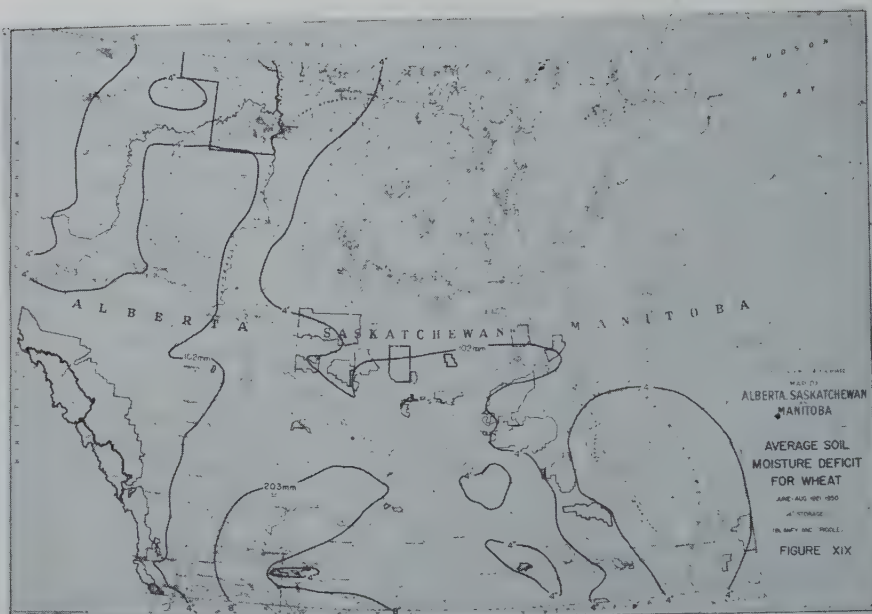












and may wonder why we have not used the latter. They do have some advantages and we have checked some of our patterns with them but our major study is based on the 1948 procedures for several reasons : (1) we started our study in early 1956 and had processed data for many of the station years by late 1957; (2) the 1948 procedures could be employed more easily and quickly; (3) our information was to be used largely for irrigation planning and a changing rate of storage water use was less needed than it would be if major storage depletion were to take place; (4) over 70% of the precipitation of the Prairies is received in the growing season — current rainfall is used at close to optimum rates by plants no matter what moisture storage conditions might be present; (5) we wished to introduce variations in storage to explain some of the drought patterns present; (6) our comparative studies showed few significant pattern changes; and (7) our study is being compared with daily calculations for the 30 year period for at least two dozen stations in the Prairies—these data are being made available to us by George Robertson, Meteorologist with the Experimental Farms Service and the records for 8 stations have been received. Mr. Robertson has found the 1948 procedure to be better adapted to I.B.M. programming and as useful for his needs. We will be able to use the daily data and suggest refinements in our patterns but there is no indication that changes will be significant.

We have recognized that the Thornthwaite procedures are empirical and that studies employing other procedures would help to confirm the major patterns we have established. The Lowry-Johnson procedures of 1941 have been employed for 43 stations and the Blaney & Criddle procedures of 1952 have been used for 89 locations in the Prairies. Comparative studies have been made employing methods outlined by Penman, Turc and others. Local studies by the Experimental Farms Service, the Prairie Farm Rehabilitation Administration, Currie and others are also being used in confirmation and correction of values for different needs.

The deficit values based on Lowry-Johnson procedures (Figure 18) are a bit larger than those based on Thornthwaite procedures, especially in the more humid regions. The differences may be attributed in part to smaller allowance for soil moisture storage. When we used the storage values obtained with Thornthwaite procedures to reduce the deficit values mapped, we found that the two procedures provided almost identical results.

The Blaney and Criddle procedures were used for calculating moisture deficits for wheat and alfalfa. The results for wheat (Figure 19) are similar to those based on Thornthwaite procedures. The major difference appears to be the greater allowance for day length variations in the Blaney and Criddle procedures. This difference and the greater deficits in general, may also be noted in deficits for alfalfa.

Though amounts may differ, the major and local patterns are sufficiently alike that we may consider them to be valid. It would appear that improved measurements of the local water balance patterns will now be more useful than additional attempts to develop or apply other empirical procedures designed to define regional drought patterns.

REFERENCES

- BLANEY, H.F. and W.D. CRIDDLE 1952 (Revision) «Determining Water Requirements in Irrigated Areas from Climatological and Irrigation Data». *United States Department of Agriculture, SCS-TP 96* Washington, D.C. 48 p.
- CURRIE, B.W. 1953 «Precipitation, Prairie Provinces and Northwest Territories». *Saskatchewan Research Council, Saskatoon*, 63 p.
- LAYCOCK, A.H. 1957 «Precipitation and Streamflow in the Mountain and Foothill Region of the Saskatchewan River Basin». *Prairie Provinces Water Board, Report § 6*, Regina, Sask. 48 p.
- LOWRY, R.L. Jr., & A.F. JOHNSON. 1941 «Consumptive Use of Water for Agriculture». *Proc. Amer. Soc. Civ. Engr.* v. 67, pp 595-616.
- MOHRMANN, J.C.J. & J. KESSLER, 1959 «Water Deficiencies in European Agriculture—A Climatological Survey». *International Institute for Land Reclamation and Improvement*, Publ. § 5. Wageningen, Netherlands, 60 p.
- PENMAN, H.L., 1948 «Natural Evaporation from Open Water, Bare Soil and Grass». *Proc. Royal Society of London. Series A.* v. 193. pp. 120-145.
- SANDERSON, M., 1948 «The Climate of Canada According to the New Thornthwaite Classification» *Scientific Agriculture*, v. 28, pp. 501-517.
- THORNTWHAITE, C.W., 1948 «An Approach Toward a Rational Classification of Climate». *Geographical Review*, v. 38, pp 55-94.
- THORNTWHAITE, C.W. & J.R. MATHER, 1955 «The Water Balance» *Publications in Climatology, Laboratory of Climatology*, Vol VIII, N° 1. Centerton, N.J. 104 p.
- THORNTWHAITE, C.W. & J.R. MATHER, 1957 «Instructions and Tables for Computing Potential Evapotranspiration and The Water Balance. » *Publications in Climatology*, Vol X, N° 3, Centerton, N.J. pp 185-310.

CARACTERISTIQUES ET CAUSES METEOROLOGIQUES DES SECHERESSES FREQUENCES D'APPARITION

par L. SERRA
(France)

RÉSUMÉ

La complexité du problème de la répartition des sécheresses dans le temps et dans l'espace est due à la fois à l'insuffisance des données d'observations et au fait que les causes physiques du phénomène sont encore imparfaitement connues.

Après avoir rappelé quelques notions générales et défini un « indice » permettant de classer les sécheresses suivant leur plus ou moins grande intensité on illustre à l'aide d'exemples :

— l'irrégularité dans leur répartition temporelle en trois stations dont l'une dispose de plus de deux siècles et demi de relevés de précipitations, les deux autres de un siècle et demi à deux siècles.

— l'irrégularité dans l'espace au cours d'une période de trente ans pour huit bassins fluviaux européens répartis entre le Portugal et la Russie.

On montre ensuite que si, jusqu'à présent, il n'a pas été possible de prouver scientifiquement une périodicité quelconque dans les fluctuations de la pluviosité ou de l'hydraulicité, cette périodicité existe dans les causes qui provoquent le phénomène. Ceci permet en remontant aux causes (les variations du champ de pression isobarique) d'étudier l'évolution et le temps de retour des sécheresses.

SUMMARY

The complexity of the problem of the repartition of droughts in time and space is due to both the scarcity of the observational data and our incomplete knowledge of the physical causes of the phenomena.

After having recalled some general ideas and defined an index for the classification of droughts according to their intensity, some examples are given to illustrate :

— the irregularity of the time distribution at three stations having one hundred and fifty, two hundred, and more than two hundred and fifty years of observational data,

— the spatial irregularity during a thirty years period for eight european catchment areas ranging from Portugal to Russia.

It is then shown that if it has not yet been possible to give a scientific proof of any periodicity in the precipitation or the run-off, this periodicity exists in the causes of the phenomenon. The study of these causes, i.e. the variations of the isobaric field, leads to the knowledge of the evolution and return-period of the droughts.

L'importance et la complexité de ce phénomène qu'est la sécheresse sont choses trop connues pour qu'il soit nécessaire de beaucoup insister :

— importance en raison des conséquences parfois très graves que peut entraîner sur le plan économique et humain une pénurie en eau qui se prolonge,

— complexité, car si d'une part les lois physiques auxquels sont soumis les facteurs conditionnant les sécheresses nous sont encore imparfaitement connues, les données d'observation sont d'autre part trop peu étendues dans l'espace et dans le temps pour qu'on puisse les soumettre à une élaboration statistique convenable.

En quoi consiste exactement le phénomène de la sécheresse ? Quelles en sont les causes ? Quels pronostics peut-on formuler sur son évolution et son retour ?

Telles sont les questions que l'on se pose en général.

Cette courte note n'a point la prétention de leur apporter des réponses définitives. Elle se bornera plus simplement à esquisser un « état de la question », à essayer

surtout d'en dégager les grandes lignes mais sans négliger pour cela de préciser à l'occasion quelques points de détail.

* * *

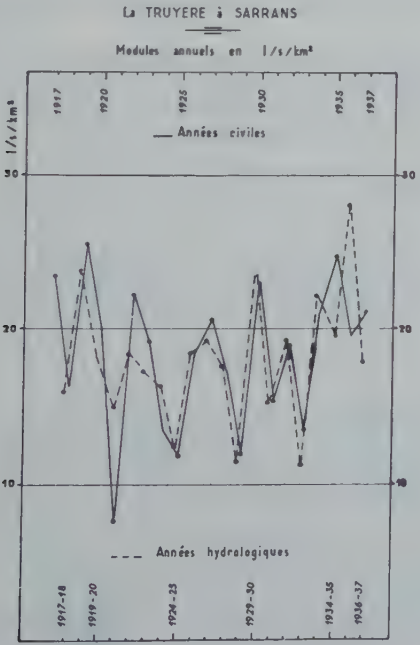
1 — Une « période sèche » est — c'est la définition la plus simple et la plus évidente — une période où n'y a pas ou peu d'eau.

La forme visible sous laquelle se présente cette eau étant : la pluie d'une part, le débit coulant dans le lit des fleuves et rivières de l'autre, précipitations ou écoulement seront les deux aspects sous lesquels on peut étudier les sécheresses. Dans la majorité des cas les conclusions tirées de l'une ou l'autre des deux méthodes sont du reste assez voisines : à une période de précipitations faibles correspond en général une période de bas débits.

On n'oubliera pas cependant qu'il existe toujours un certain décalage entre l'eau qui tombe et celle qui ruisselle — nous voulons parler de l'écoulement différé des nappes souterraines ou encore du report au cours des mois de fonte des précipitations tombées sous forme de neige. Il conviendra d'en tenir compte et faire en sorte que la « période de base » soit de longueur suffisante pour qu'il n'y ait pas à craindre de report de l'une sur l'autre.

2 — Quelques cas mis à part, ceux par exemple où il ne s'agit que de précipitations, la « période de base » la plus adéquate pour étudier le phénomène de la sécheresse dans toute sa généralité est l'année.

Pour des raisons de commodité on s'en tient souvent à l'année civile. L'année hydrologique (commençant le 1^{er} octobre pour la plupart des régions de l'Europe) est cependant préférable car elle permet les comparaisons entre études pluviométriques et études hydrométriques.



①

Il convient de noter à ce propos l'influence que peut avoir dans certains cas le choix de la date fixant le début de la période considérée. Le graphique 1 en donne un exemple.

Nous y avons simplement reporté les modules annuels exprimés en litres seconde par kilomètre carré d'une rivière du Massif Central, la TRUYERE, au cours d'une période de vingt ans : 1917 à 1937. Les modules relatifs aux années civiles sont figurés en trait plein, ceux relatifs aux années hydrologiques commençant le 1^{er} octobre en pointillé.

On peut faire sur ce graphique des constatations curieuses. L'année 1921 passe pour avoir été d'une sécheresse exceptionnelle : c'est du moins ce que montre le graphique des modules de l'année civile. Sur celui des années hydrologiques on ne décèle cependant rien d'anormal à cette époque. Par contre si l'on se place à l'autre extrémité de la courbe — il s'agit des années humides — c'est l'année hydrologique 1935-36 qui pour la période considérée détient le record alors qu'en année civile on l'observe en 1919.

On devra donc se montrer très prudent dans le choix des « périodes de base » (longueur et date du début) surtout si l'on est amené par la suite à faire des comparaisons entre les diverses méthodes d'analyse possibles.

3 — Pour définir jusqu'à quel point une période a pu être sèche (ou humide) on ne peut se contenter d'une simple appréciation qualitative. Un *indice* est nécessaire pour caractériser l'intensité du phénomène.

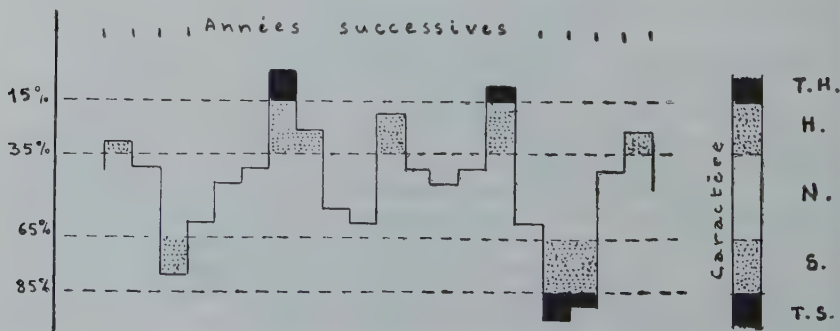
Le plus simple et le plus communément utilisé est le rapport à la moyenne. Ainsi on dira qu'une année est sèche ou humide suivant que le rapport entre pluie recueillie au cours de l'année et pluie annuelle moyenne résultant d'une longue série d'observations est inférieur ou supérieur à 1.

Il est cependant intéressant de pouvoir nuancer davantage le mode de classement, car une année dite sèche peut l'avoir été plus ou moins qu'une autre année également sèche. On raisonnera pour cela « en probabilités » en procédant de la façon suivante :

La courbe des précipitations classées décroissantes (sur une longue période) ayant été partagée en 5 classes on appellera :

	partition est comprise entre	
<i>humides (H.)</i>	» »	0 et 15%
<i>NORMALES (N.)</i>	» »	15 et 35%
<i>sèches (S.)</i>	» »	35 et 65%
<i>très sèches (T.S.)</i>	» »	65 et 85%
		85 et 100%

La répartition dans le temps d'une suite chronologique de précipitations annuelles se présente alors sous la forme d'un graphique ayant à peu près l'allure suivante :



Nous en trouverons des exemples dans le cours de cette note.

* * *

Quelle que soit cependant la forme sous laquelle peut s'inscrire une suite chronologique de précipitations ou de débits — graphique des valeurs naturelles, graphique des rapports à la normale ou succession des indices tels qu'ils viennent d'être définis — l'œil est plus ou moins attiré par une apparence de régularité dans la répartition des maxima et des minima... et l'on tombe inmanquablement dans le piège de la recherche des périodicités.

Cette question a fait et fera sans doute encore l'objet de trop d'études (mais aussi d'autant de controverses) pour que nous la passions sous silence.

Beaucoup d'hydrologues admettent que l'hydraulicité ou la pluviosité de chaque année est un phénomène aléatoire peu différent d'une série de tirages à la roulette, c'est-à-dire que si d'un mois à l'autre il existe une certaine corrélation (qui peut être appréciable pour les débits) cette corrélation est presque négligeable d'une année à l'autre en sorte que chaque année on repart pratiquement à zéro: si deux années sèches se succèdent ce sera une coïncidence du même type que la succession de deux numéros rouges à la roulette. Cela revient à dire qu'il n'y aurait pas de « tendances » naturelles.

Toutes les tentatives effectuées pour mettre en évidence des tendances ou des « cycles » n'ont effectivement abouti jusqu'ici à aucun résultat positif scientifiquement probant: toutes ressemblent à ces martingales par lesquelles certains joueurs s'imaginent avoir trouvé la « loi » de la roulette. Mais il ne suffit pas de faire passer une courbe par tous les points expérimentaux du passé pour qu'elle s'impose à l'avenir. Il suffit de se donner un nombre assez grand de paramètres et c'est ce que font généralement les « chercheurs de périodicités ». En fait, tout phénomène aléatoire comme celui de la roulette peut donner l'impression d'être périodique; mais cette impression est sans valeur et les prétendues « périodes » ne signifient presque jamais rien lorsqu'on les trouve après coup.

Seule serait probante une période dont la durée suggérée par une explication physique ou encore dégagée de données antérieures serait confirmée par des observations postérieures; malheureusement tous les inventeurs de cycles ont jusqu'à présent été obligés de donner de nouveaux coups de pouce chaque fois qu'ils ont voulu passer d'une série d'observations à une série nouvelle.

Nous ne nions cependant pas la possibilité d'une périodicité, ou plus probablement d'une « pseudo-périodicité ». Nous disons seulement qu'il n'y en a pas encore de scientifiquement prouvée. Plus encore, nous ne croyons pas qu'à moins de disposer de plusieurs siècles d'observations sûres une telle périodicité puisse être établie par la seule étude des données statistiques. L'unique chance de l'établir, si elle existe, se trouve dans des *considérations physiques*. C'est un point sur lequel nous reviendrons.

* * *

L'intensité ne suffit cependant pas à définir le véritable caractère d'une sécheresse et l'indice que nous venons de définir a besoin d'être complété.

Imaginons donc, pour commencer, que l'on ait choisi comme unité de période le jour. C'est une hypothèse de travail concevable lorsque l'étude des sécheresses porte uniquement sur la pluviosité.

La précipitation journalière variant de 0 jusqu'à une certaine valeur H, on pourra en toute rigueur qualifier de « jour sec » un jour sans pluie. Il ne vient cependant à personne l'idée de parler d'un jour sec. Mais si les conditions météorologiques demeurent telles qu'il ne pleuve pas pendant plusieurs jours consécutifs il arrive un moment où « la période sèche » commence à prendre un sens. A partir de quand ?

Il est bien difficile de le préciser car il s'agira la plupart du temps de cas d'espèce.

Une notion se dégage toutefois : celle de la durée des jours consécutifs sans pluie. Nous pensons donc que la *persistance* est une des caractéristiques essentielles de la sécheresse. Associée à la notion d'intensité — autre caractéristique évidente — elle nous conduit à adopter en définitive comme « indice de sécheresse » le produit : intensité x durée.

Ajoutons à cela que ce qui a été dit pour le jour s'applique tout aussi bien à d'autres périodes telles que le mois ou l'année.

* * *

L'étude exhaustive des sécheresses exige, on s'en doute bien, une énorme documentation, souvent difficile à constituer. On devra remonter aux sources des statistiques mensuelles ou annuelles... si l'on a la chance de retrouver des séries d'observations qui soient suffisamment longues.

Et c'est ici que se pose la question : quelle doit être la longueur minimum d'une série d'observations pour une station donnée ?

Nous raisonnerons sur un exemple.

Pour PARIS nous disposons en ce qui concerne les totaux mensuels de précipitations d'une série assez exceptionnelle puisqu'elle remonte à juin 1688. Compte tenu de quelques lacunes, notamment vers les années 1760-1770 cela représente plus de deux siècles et demi de relevés : le rêve de tout statisticien.

Le classement de ces quelques 250 années donne comme valeurs caractéristiques limitant les « bandes » dans lesquelles les années sont cataloguées comme très humides, humides, normales, sèches et très sèches :

Probabilité	15%	455 mm
»	35%	520 mm
»	65%	600 mm
»	85%	670 mm

La médiane (50%) a comme valeur 560 mm.

Supposons que nous n'ayons eu à notre disposition qu'une série de 50 années, les cinquante dernières par exemple, ce qui nous aurait d'ailleurs paru très acceptable car les stations de plus de 50 ans d'ancienneté ne sont encore pas tellement courantes.

On aurait obtenu pour les valeurs caractéristiques telles qu'elles ont été précédemment définies :

535 m — 590 mm — 680 mm — 740 mm

et comme valeur médiane : 635 mm.

Si bien qu'une année ayant recueilli par exemple 610 millimètres d'eau — c'est une année réelle puisqu'il s'agit de 1948 — devrait suivant la classification 1 (série de 250 ans) être rangée parmi les années humides alors que d'après la classification 2 (série de 50 ans) elle est normale et plutôt même à la limite du sec. Or, de l'avis général, c'est bien à cette catégorie qu'a appartenu l'année 1948.

Une série de relevés trop longue peut donc dans une certaine mesure fausser le jugement : c'est au groupe constitué par celles qui l'entourent que doit être comparée chaque année.

Nous avons pour cela divisé notre longue série de relevés sur Paris en tranches de 50 ans : 1950-1900, 1900-1850,... etc., auxquelles nous avons adjoint une deuxième série de tranches de 50 ans également : 1925-1875, 1875-1825,... etc, à cheval sur les premières.

Le résultat est représenté par le graphique IIa qui peut être interprété de façons fort différentes :

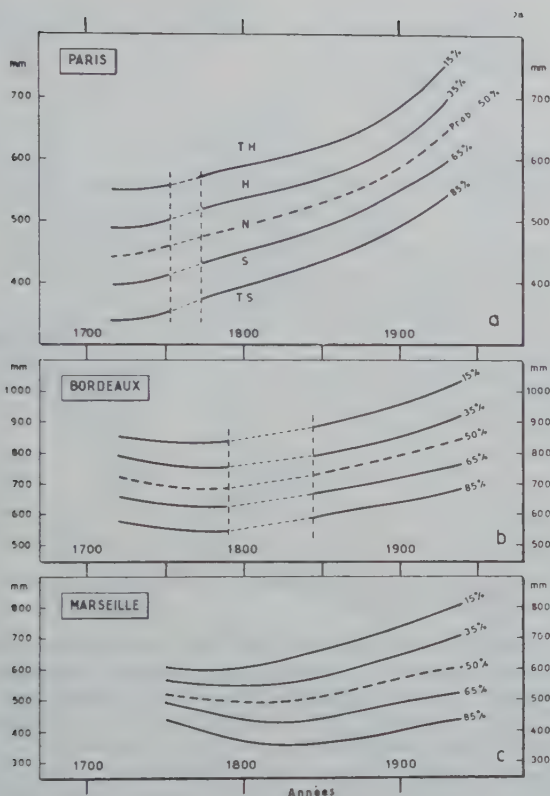


Fig. II

a) on peut admettre que depuis l'origine des observations (1688) se manifeste une tendance continue à l'augmentation de la pluviosité. (Nous serions actuellement sur la branche ascendante d'une variation lente, mais rien ne nous permet d'affirmer comme on l'a déjà dit plus haut, qu'il s'agit là d'un « cycle » et qu'après être passée par un maximum la pluviosité va se mettre à décroître).

b) il se peut aussi que cette apparente « augmentation générale » soit simplement due à une évolution dans les méthodes de mesure, peut-être à un changement lent dans l'environnement du pluviomètre (des arbres qui poussent par exemple).

Quoi qu'il en soit nous éviterons de prendre parti. Nous constatons simplement un fait (*) et nous en tenons compte pour procéder au classement des années successives ce qui nous conduit finalement au graphique III, plus schématique que la représentation chronologique des valeurs naturelles des précipitations, mais où les années ou groupes d'années sèches (ou humides) sont parfaitement mis en évidence.

(*) La même allure du phénomène : une augmentation générale de la pluviosité surtout depuis les alentours de 1825, peut être également constatée en deux autres stations françaises disposant aussi de longues séries de relevés : Bordeaux depuis 1714 — Marseille depuis 1749 (voir les graphiques 11b et 11c).

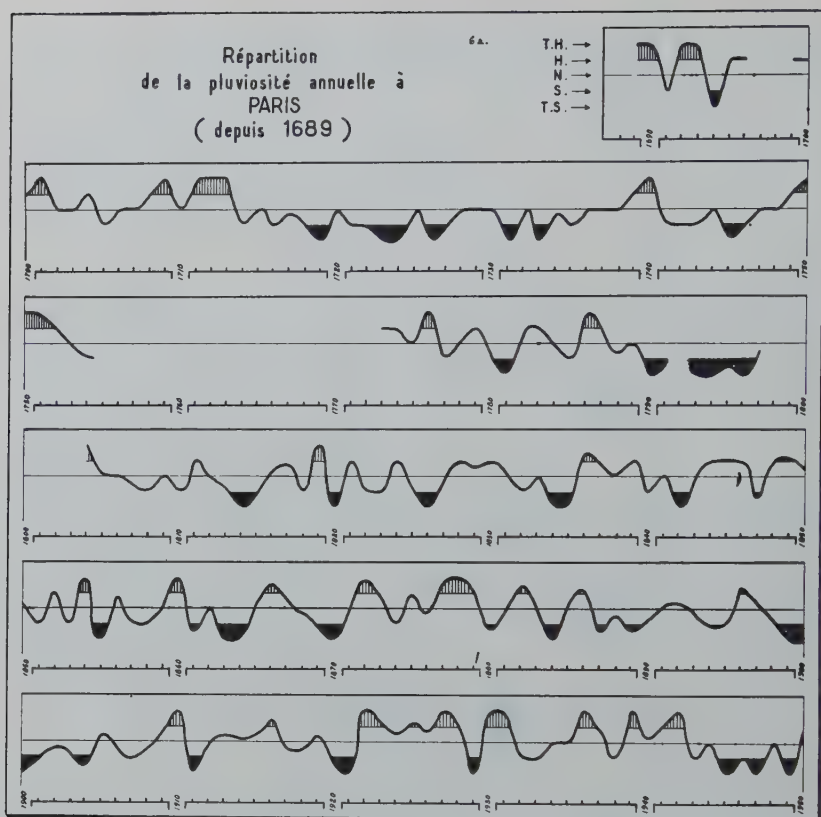


Fig. III

Sur un tel graphique, le caractère plus ou moins accentué des sécheresses (intensité et durée) se trouve matérialisé par l'étendue des aires ombrées en noir plein.

Si nous admettons, ce qui est une hypothèse commode et suffisante ici, d'affecter le coefficient 2 à une année très sèche et 1 à une année sèche, il est possible d'évaluer ces aires en unités conventionnelles, et en se limitant aux seules périodes où la valeur de cette unité dépasse 3 (ce qui signifie par exemple une année sèche précédée ou suivie immédiatement d'une deuxième année très sèche) dessiner un nouveau graphique (IVa) plus schématique encore que le précédent où ne subsistent plus que les paroxysmes du phénomène considéré.

Des graphiques analogues (IVb et IVc) ont été tracés pour les deux autres stations de Bordeaux et Marseille. Ils permettent « les comparaisons spatiales » dont nous allons maintenant dire quelques mots.

Il existe sur le Globe — la carte V le montre très clairement — ce qu'on appelle communément des régions sèches et des régions humides. Ce sont là des définitions « climatologiques » basées sur la comparaison plus ou moins implicite des précipitations moyennes locales à la moyenne mondiale.

Mais ce n'est pas cet aspect statique qui nous intéresse le plus.

Les hauteurs de pluie recueillies varient d'une année à l'autre (quel que soit le lieu d'observation) et ces variations ne sont pas synchrones.

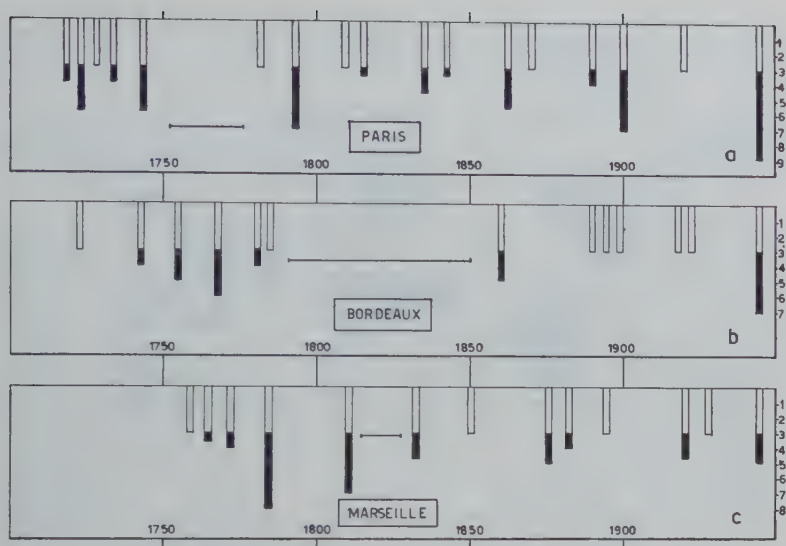


Fig. IV

Si l'on ne dispose pas en toutes stations de données aussi étendues que celles qui nous ont permis de dessiner les graphiques IV, on peut cependant observer même sur des séries courtes que la sécheresse d'une année ne touche pas également tous les points du Globe.

Le trait le plus marquant est moins une diminution générale des pluies qu'une « diminution en certaines régions » et donc une *répartition anormale*. C'est ce fait d'un changement dans la répartition qui doit être considéré comme typique de la sécheresse.

Un exemple le fera mieux saisir.

Lors d'une étude sur la succession des années sèches et humides que nous avait demandé la Commission Economique pour l'Europe (O.N.U.) nous avons été conduits à examiner les fluctuations de l'hydraulicité de 18 bassins fluviaux allant du Portugal à la Norvège et à l'Est de la Russie, et cela pour une période de 30 années, de 1920 à 1950.

Toutes les données d'observation ayant d'abord été rendues « homogènes » (classement, par station, des 30 débits enregistrés et cotation des années dans une échelle allant de très humide à très sec après détermination des niveaux de probabilités à 15 - 35 - 65 et 85%) nous avons pu procéder à des comparaisons.

Pour représenter graphiquement les résultats obtenus, nous avons tout d'abord envisagé de dessiner une série de trente cartes portant des taches de couleur rouges et bleues plus ou moins foncées suivant l'intensité, en chaque lieu, de la sécheresse et de l'humidité. Nous pensions ainsi voir apparaître sur chacune des cartes des groupements de même couleur délimitant des zones « hydrosynoptiques ». L'examen de l'ensemble des cartes classées chronologiquement aurait ensuite permis de discerner le déplacement avec le temps des groupes de points de même couleur et d'en déduire peut-être quelques indications sur les lois de ce déplacement.

Des difficultés matérielles d'impression (et aussi d'encombrement) nous ont malheureusement contraint à renoncer à un tel mode d'analyse.

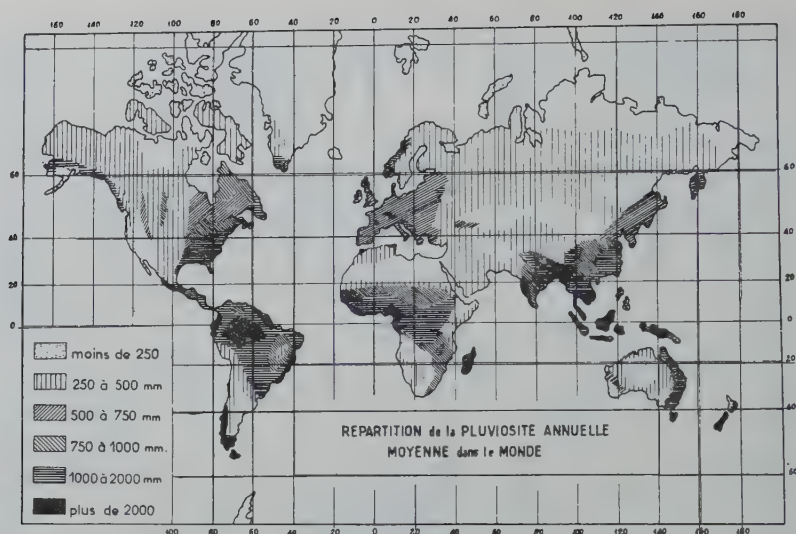


Fig. V

Nous avons donc limité nos ambitions, pour ne considérer qu'un nombre de bassins plus réduit : huit seulement mais présentant la particularité d'être sensiblement alignés le long d'une bande coupant l'Europe du Sud-Ouest au Nord-Est (voir carte VI).

La représentation graphique des résultats s'en est trouvée simplifiée puisqu'à l'étude des fluctuations avec le temps d'éléments répartis sur une surface se substitue celle d'éléments disposés le long d'une droite. Une représentation plane devient ainsi possible avec un axe des distances et un axe des temps.

C'est ce qui est figuré sur le graphique VI.

Quelles indications peut-on en tirer ?

— La première est qu'il ne semble pas y avoir entre bassins pris deux à deux des fluctuations « parallèles » de l'hydraulicité. A mesure toutefois que les bassins sont plus voisins l'un de l'autre le synchronisme s'accroît, à moins que, même contigus ils ne soient séparés par un obstacle naturel important (le Massif des Alpes en fournit un exemple très net mais qu'il serait trop long de développer ici).

On peut d'ailleurs caractériser le synchronisme de stations prises par couples de deux, par le coefficient de corrélation entre les séries de leurs débits respectifs.

— Il est visible d'autre part qu'aucune « loi » dans la répartition des zones sèches ou humides ne se dégage bien nettement. Qu'il s'agisse de la répartition temporelle en une station (c'est ce qu'indique chacune des colonnes verticales du graphique VI) ou de la répartition spatiale au cours d'une année (représentée par les lignes horizontales) elles semblent l'une et l'autre être dues au seul hasard.

Est-ce dire qu'il faille renoncer définitivement à l'idée d'une certaine « périodicité » ? Peut-être pas si l'on admet ceci :

Aucun cycle réel dans les fluctuations de la pluviosité ou de l'hydraulicité n'a jusqu'à présent pu être prouvé. C'est un fait. Mais si la périodicité du phénomène considéré en lui-même n'existe pas il n'est pas interdit de penser qu'elle *peut exister* dans les causes qui le provoquent.

* * *

Il nous faut donc remonter aux causes météorologiques de la pluie, à ces « considérations physiques » évoquées plus haut et qui nous apporteront peut-être quelques lumières sur les lois de la répartition temporelle et spatiale des périodes sèches et humides.

Sans vouloir entrer dans trop de détails nous rappellerons tout de même quelques notions et principes de base.

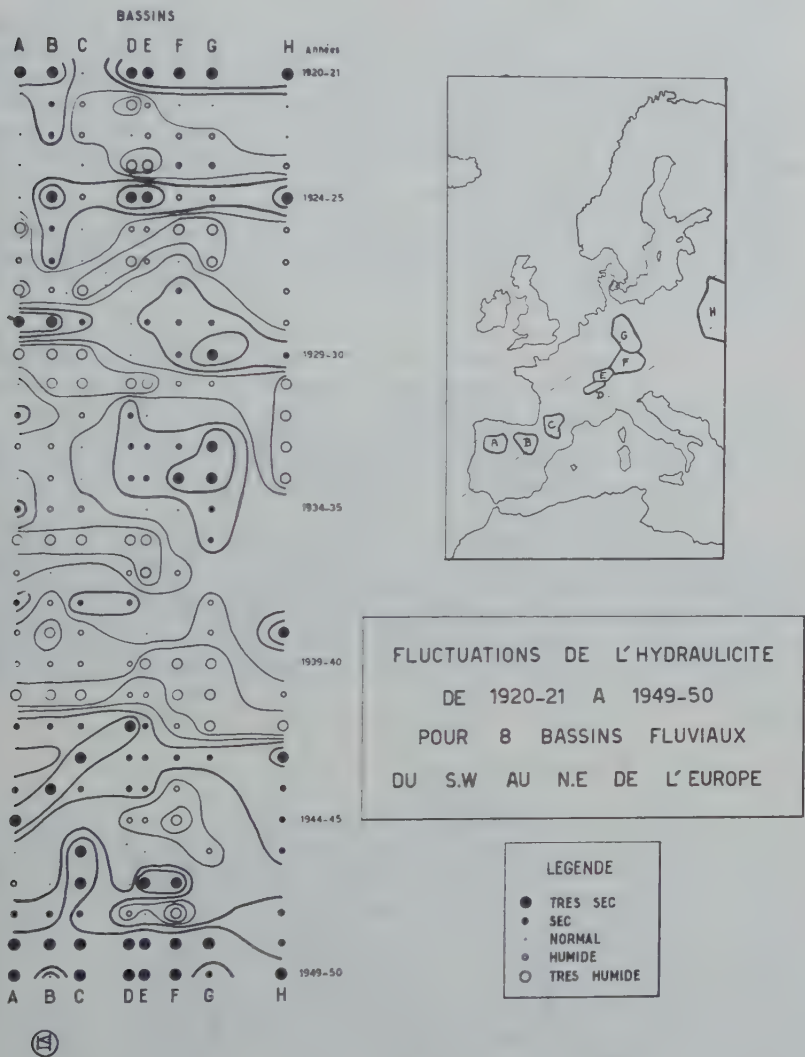


Fig. VI

En certaines régions du Globe il existe des anticyclones et des dépressions qui présentent un certain caractère de permanence. On les appelle « centres d'action » en raison du rôle important qu'ils jouent dans le mouvement des perturbations.

Celles-ci en effet circulent dans les zones de basse pression et contournent les noyaux de haute pression (pas complètement cependant car leur déplacement comprend en général une composante d'Ouest très marquée).

Le rôle directeur des anticyclones consiste donc essentiellement à délimiter les régions de passage des courants de perturbation en infléchissant plus ou moins vers le Nord ou vers le Sud leur mouvement zonal d'ensemble.

En un lieu donné et une saison déterminée le temps de chaque jour — et par conséquent l'apparition ou non de la pluie — est commandé par la position et l'intensité des centres d'action du voisinage.

Puisque ces centres d'action ont une persistance marquée et qu'ils déterminent les trajectoires des courants de perturbation, il s'ensuit que le temps conservera les mêmes caractères généraux tant que les centres d'action ne se modifieront pas.

Cette disposition stable (et qui a une durée moyenne de l'ordre de 6 jours) constitue un « type de temps », caractérisé par une certaine configuration des lignes isobares telles qu'on peut les voir sur les cartes de situations établies et publiées par les Services Météorologiques Nationaux.

Les cartes VIIa et VIIb donnent des exemples de situations typiques. Elles sont toutes deux anticycloniques quoique bien différenciées (mais nous ne pouvons pas entrer ici dans trop de détails). Toutes deux sont caractéristiques d'une période sèche sur l'Europe Occidentale.

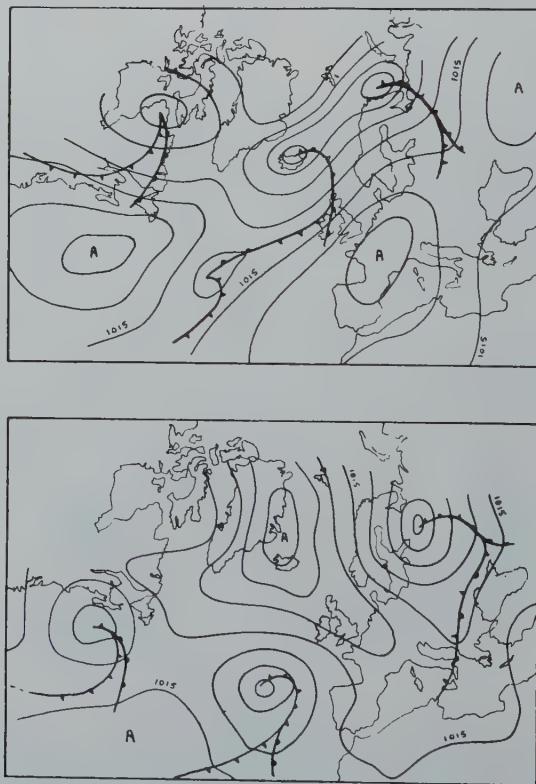


Fig. VII

L'étendue moyenne des zones de hautes ou de basses pressions (de l'ordre de quelques 45 à 60° de longitude) explique d'ailleurs que le temps ne soit pas le même sur toute l'étendue d'un continent. C'est bien ce que l'on a constaté précédemment.

La succession dans un ordre variable des différents types de temps ou la persistance d'un certain type expliquent ainsi pourquoi deux semaines, deux mois ou deux années diffèrent entre elles. Tout le problème est de déterminer les lois de l'atmosphère régissant les transitions d'un type de temps à l'autre.

Après de longues et minutieuses recherches il est apparu au cours de ces dernières années que les situations isobariques pouvaient être considérées comme le résultat de la superposition d'ondes d'amplitude et de périodes différentes et de direction quelconque, se déplaçant autour de la terre, le cumul des pressions positives et négatives expliquant ainsi fort bien la formation des zones de hautes et de basses pressions qui apparaissent sur les cartes. Une dernière hypothèse, dont l'exactitude se confirme de plus en plus, consiste à admettre une certaine régularité, un certain *rythme dans la propagation* de ces ondes élémentaires.

Ainsi la répartition, d'apparence aléatoire des champs de pression atmosphérique — et par voie de conséquence celle des effets liés à ces configurations isobariques : pluviosité ou sécheresse — ne serait en fait que la résultante de variations *périodiques* d'éléments d'amplitudes et de périodes différentes et non synchrones.

Les conséquences en sont très importantes, car si la statistique est, comme nous l'avons vu, impuissante à dégager des seules données d'observation les lois de fréquence d'apparition des périodes sèches et humides, l'étude des « causes physiques » qui en sont à l'origine offre des perspectives extrêmement encourageantes.

Puisqu'il s'agit en effet d'ondes *périodiques* circulant autour de la terre il suffit de pouvoir les isoler et déterminer les paramètres qui les caractérisent — c'est d'ailleurs un travail de longue haleine exigeant l'emploi de calculatrices électroniques à grand rendement — pour être ensuite en mesure, à partir des éléments du passé de faire une projection sur l'avenir.

La recombinaison des ondes élémentaires permettant alors le tracé des cartes d'isobares puis leur groupement en types de temps et enfin la détermination des effets liés à ces divers types — en particulier l'apparition ou non de précipitations — il devient ainsi possible sinon bien de mettre sous forme de loi mathématique la fréquence d'apparition des sécheresses du moins d'en prévoir les temps de retour et être ainsi en mesure de prendre toutes précautions utiles pour en atténuer les conséquences.

L. SERRA

QUANTITATIVE RELATIONSHIPS BETWEEN ATMOSPHERIC VAPOR FLUX AND PRECIPITATION

Dr. George S. BENTON

Johns Hopkins University, Baltimore, Maryland (*)

SUMMARY

It is shown that to a first approximation the geographic distribution of precipitation is proportional to the ratio of the atmospheric movement of water vapor and a characteristic horizontal length. This relation is valid both for point precipitation and also for precipitation over substantial areas. An extension of this analysis also reveals that for large areas the ratio of total precipitated water to vapor inflow varies as the square root of the area. For a region encompassing most of North America, about one-third of the vapor inflow falls as precipitation.

Analysis of seasonal variations of vapor flux at Oklahoma City for a period of about twelve years indicates that the total movement of water in the atmosphere does not vary greatly from one year to the next. The correlation between anomalies in this quantity and precipitation is low. This aspect of the present study tends to further emphasize the importance of dynamic and thermodynamic factors in explaining extended periods of precipitation, rather than the availability of moisture for the precipitation process.

RÉSUMÉ

Il est montré qu'en première approximation, la distribution géographique des précipitations est proportionnel au rapport du pluvement atmosphérique de la vapeur d'eau et d'une distance horizontale caractéristique. Cette relation est valable tant pour la précipitation locale que pour la précipitation sur une surface importante. Une extension de cette analyse révèle aussi que pour de surfaces étendues, le rapport du total de l'eau précipitée à la quantité de vapeur d'eau entrante varie avec la racine carrée de l'aire. Pour une région comprenant presque toute l'Amérique du Nord, environ 1/3 de la vapeur d'eau entrante tombe comme précipitation. L'analyse des variations saisonnières du flux de vapeur à Oklahoma City pour une période d'environ 12 ans montre que le mouvement total de l'eau dans l'atmosphère ne varie pas beaucoup d'année en année. La corrélation entre les anomalies de cette quantité et les précipitations est faible. Cet aspect de l'étude actuelle tend à accroître l'importance des facteurs dynamiques et thermodynamiques en expliquant des périodes étendues de précipitation, plutôt que la disponibilité d'humidité pour le processus des précipitations.

1. INTRODUCTION

The existence of a relation between atmospheric vapor flux and precipitation has been assumed by meteorologists and climatologists for many years. Atmospheric transport of water vapor has been used in estimating « maximum possible » rates of precipitation (*). On an intermediate time scale, changes in position of the semi-permanent cyclones and anticyclones have often been related to regions of drought or excessive rainfall through qualitative estimates of the associated shift in the normal patterns of moisture flow. Finally, on the climatic scale, the concept of the « rain shadow » — the reduction of precipitation in the lee of a mountain range by the effect of the orographic barrier in inhibiting the influx of water vapor — can be traced back many decades.

Except for a few isolated studies of limited scope, quantification of the relation

(*) The research reported in this article has been sponsored by the Geophysics Research Directorate, Air Force Cambridge Research Center, under Contract N°. AF 19(604)-6147.

between water vapor flux and precipitation has not been forthcoming. The reasons are not difficult to understand. Due to the strong correlation between wind direction and speed and water vapor content of air, neither the net flux nor the total movement of water vapor in the atmosphere can be computed from climatic data usually available. To obtain these quantities it is necessary to evaluate the local vapor flow on a daily or semi-diurnal basis at several representative levels through the atmosphere, using rawinsonde data or radiosonde data supplemented by upper air charts. Finally, these data must be numerically integrated in time and through the vertical. As a result of these difficulties, little quantitative information is available concerning vapor flux, and the meteorologists' knowledge of the statistics of this important atmospheric parameter is extremely meager.

The most extensive published study of vapor flux patterns in the atmosphere was undertaken some years ago by the present author (²). The period considered was the calendar year 1949. Records were used from thirty radiosonde stations over and near the North American continent. Specific humidity was obtained from radiosonde flights, and winds aloft were estimated by use of the geostrophic approximation from weather charts prepared by the Weather Bureau Analysis Center in Washington. For each of the thirty stations, daily values of the vapor flow were obtained at three levels in the atmosphere: 850, 700 and 500 mb. Such data, averaged over an appreciable interval of time and integrated through the atmosphere, were sufficiently accurate to be used in computing the balance between precipitation and evapotranspiration for large continental areas (¹).

In the present study, these data have been reworked, and new data have been prepared, to investigate the relation between flux of water vapor and precipitation. Rather than net atmospheric transport, the average mass movement F_m of water vapor will be considered. This quantity is defined as follows:

$$F_m \equiv \frac{1}{\tau} \int_0^{\tau} \int_0^{\infty} \rho_w c \, dz dt \quad [\text{gm/cm-sec}] \quad (1)$$

where ρ_w is the density of water vapor; c is the wind speed (a scalar quantity); z is the elevation above ground level; and τ is an arbitrary time interval. Other parameters computed included the average mass of precipitable water:

$$N_m \equiv \frac{1}{\tau} \int_0^{\tau} \int_0^{\infty} \rho_w \, dz dt \quad [\text{gm/cm}^2] \quad (2)$$

as well as the accumulation of precipitation.

For each month of the calendar year 1949, data were compiled for the twenty-seven stations in North America listed in Table I. Numerical integrations through the vertical were carried out with pressure as the independent variable using observations at 850, 700, and 500 mb. As shown in Figure 1, the latitude of the stations varied from about 25° to 79° N; the precipitation ranged from 7 to 346 cm for the year.

The data described above provide a wide geographic coverage but are severely limited in duration. To supplement these measurements, data were processed for Oklahoma City (see Figure 1) for an extended interval: from October 1, 1947, through May 31, 1959, a total period of 11 years, 8 months. The selection of the station was governed by the existence of an unusually long record of rawinsonde observations and by the fact that precipitation in the Great Plains is characterized by considerable variation from season to season and from year to year. Rawinsonde observations of temperature, relative humidity, wind direction and speed, taken twice a day, were obtained on punch cards from the U.S. National Weather Records Center. Wind,

TABLE I

List of Radiosonde Stations in Figure 1

No.	Station	No.	Station
1	Miami, Fla.	15	Santa Maria, Calif.
2	New Orleans, La.	16	Port Hardy, B.C.
3	Brownsville, Texas	17	Edmonton, Alta.
4	El Paso, Texas	18	Churchill, Man.
5	Dodge City, Kan.	19	Moosonee, Ont.
6	Little Rock, Ark.	20	Stephenville,, N.F.
7	Atlanta, Georgia	21	Upper Frobisher, Baffin Is.
8	Greensboro, N.C.	22	Yakutat, Alaska
9	Portland, Me.	23	Cold Bay, Alaska
10	Buffalo, N.Y.	24	McGrath, Alaska
11	Joliet, Ill.	25	Barrow, Alaska
12	St. Cloud, Minn.	26	Coppermine, N.W.T.
13	Lander, Wyo.	27	Isachsen, N.W.T.
14	Medford, Ore.		Oklahoma City, Oklahoma

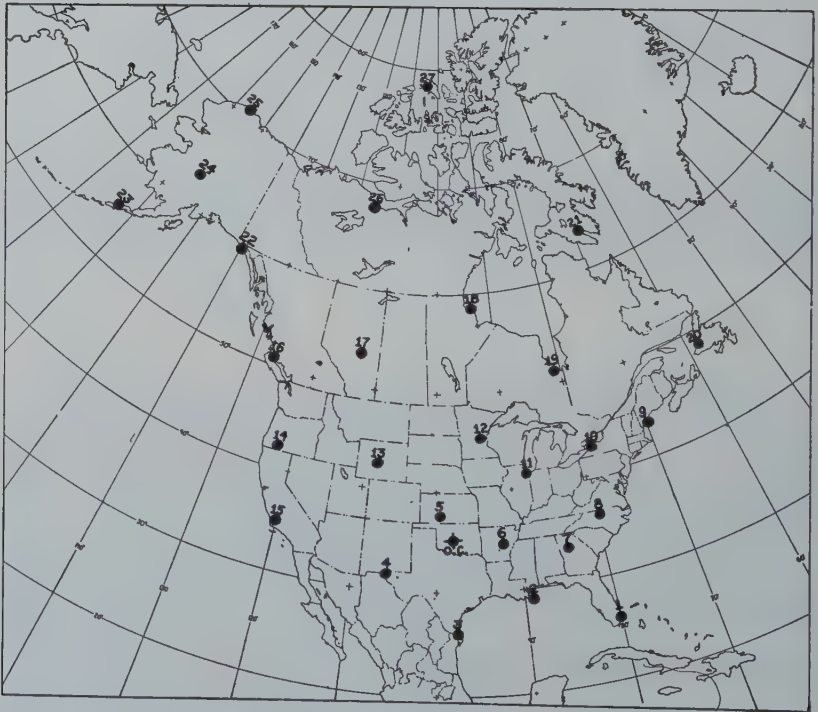


Fig. 1 — Radiosonde stations used for calendar year 1949. Oklahoma City (O.C.) is also shown.

temperature, or relative humidity data were missing about 12 per cent of the time. No effort was made to correct for bias in missing observations, which were usually at the higher elevations. Instead, monthly averages were obtained at each level using all available data, and the resulting averages were then summed through the vertical. Observations at 100 mb intervals, from 900 to 400 mb inclusive, were used.

The following analysis makes use, therefore, of two sets of vapor flux and precipitation data: (1) observations from twenty-seven stations widely scattered over North America for the single calendar year 1949; and (2) observations from a single station (Oklahoma City) for a longer interval of approximately twelve years.

2. THE USE OF DIMENSIONAL ANALYSIS

In attempting to relate the movement of water vapor in the atmosphere to precipitation, it will be helpful to make use of the techniques of dimensional analysis. Of course, in dealing with a system as complicated as the atmosphere and a process as complex as precipitation, considerable oversimplifications are necessary. The investigator must expect that relationships deduced from dimensional considerations will be valid only as a first approximation.

In this spirit, let us enumerate those few quantities which seem to be absolutely necessary for a gross description of vapor flux and precipitation for an arbitrary time interval τ and area A . These are:

P_m — The average mass rate of precipitation ($ML_h^{-2}T^{-1}$)

τ — The period of observation (T)

A — The area over which precipitation is measured (L_h^2)

F_m — The average mass movement of water vapor ($ML_h^{-1}T^{-1}$)

N_m — The average mass of precipitable water (ML_h^{-2})

ρ — The density of water ($ML_h^{-3}L_v^{-1}$)

L — An appropriate horizontal length scale (L_h)

As is usual in geophysical problems, there is such a tremendous difference between horizontal and vertical length scales that it is important to distinguish between horizontal and vertical lengths. This has been accomplished in the dimensional notation by use of the subscripts h and v , respectively.

Since the only substance in which we are interested is water, the mass M can be eliminated from the above dimensional quantities by dividing by density. This leaves six parameters to be considered:

P — The average (depth) rate of precipitation (L_vT^{-1})

τ — The period of observation (T)

A — The area over which precipitation is measured (L_h^2)

F — The average (depth) movement of water vapor ($L_vL_hT^{-1}$)

N — The average depth of precipitable water (L_v)

L — An appropriate horizontal length scale (L_h)

Note that it has been necessary to include a characteristic horizontal length scale L , which is as yet undefined. The reason for this is that the area A must be allowed to shrink to a point (i.e. to become vanishingly small) and if the vapor flux F is to appear in a non-dimensional factor of the order of magnitude of unity, the horizontal scale L_h must occur in at least one other parameter of the problem.

In selecting a scale L , one obvious choice is the characteristic size of the large scale atmospheric eddies which are primarily responsible for precipitation and for the turbulent advection of water vapor. Information concerning such lengths is available from power spectra of large scale atmospheric turbulence. We will use, rather arbitrarily, the average wave length of the power spectrum of the meridional component of the wind. This quantity has been tabulated by Benton and Kahn⁽³⁾ for both the winter and summer seasons. A graph of the annual average wave length is shown as a

function of latitude for the Northern Hemisphere in Figure 2. In the absence of information concerning how this quantity varies with longitude, the value of L at each station has been estimated from Figure 2 solely on the basis of latitude.

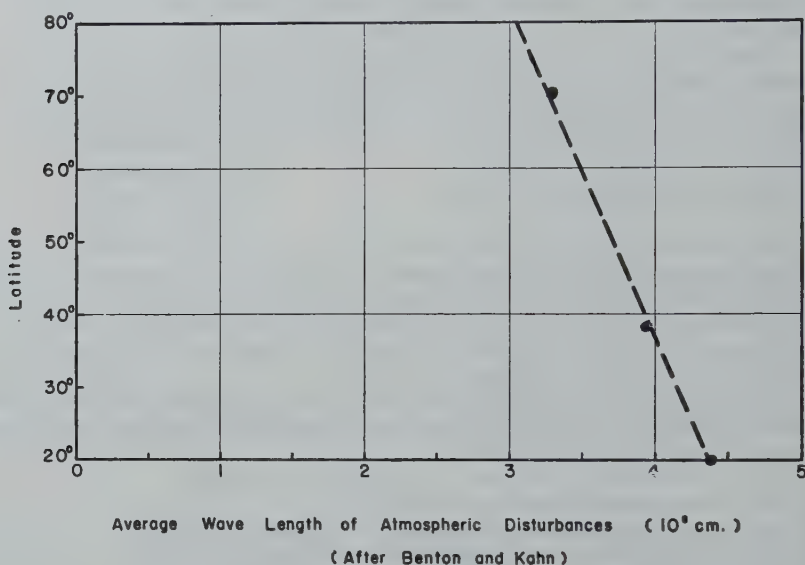


Fig. 2 — Characteristic horizontal length scale presented as a function of latitude.

Let us now return to the dimensional analysis. From the Buckingham-Pi Theorem one finds :

$$G\left(\frac{PA^{\frac{1}{2}}}{F}; \frac{\tau F}{LN}; \frac{A^{\frac{1}{2}}}{L}; \frac{N}{L}\right) = 0 \quad (3)$$

where G is some unknown function. Since τ and A are arbitrary, the non-dimensional factors can all be of the order of unity except N/L , which is of the order of 10^{-8} . One might anticipate therefore — and further investigation shows this to be true — that the variable N/L can be omitted from further consideration. Thus the equation :

$$G\left(\frac{PA^{\frac{1}{2}}}{F}; \frac{\tau F}{LN}; \frac{A^{\frac{1}{2}}}{L}\right) = 0 \quad (4)$$

is suggested as a suitable non-dimensional expression for precipitation over an arbitrary region A for an arbitrary interval τ .

3. PRECIPITATION AT A POINT

A further simplification in Equation (4) is achieved if we initially restrict our attention to point precipitation and to reasonably long periods of observation. As A approaches zero, only the ratio of the first and third non-dimensional factors can be of order unity. Also, as τ becomes indefinitely large the second factor must disappear from the equation. For sufficiently long records at individual stations one might anticipate, therefore, that PL/F should be approximately constant; furthermore, the magnitude of the constant should be of the order of unity.

This possibility is examined in Figure 3, where P (cm/year) is plotted against F/L (cm/year). Each plotted point represents one station-year of record. The 1949 data for stations scattered over North America are shown as solid dots; twelve years of record at Oklahoma City are entered as crosses. If the ratio PL/F were in fact constant for periods as short as one year, all points would plot on a straight line passing through the origin.

Although P and F/L tend to be proportional, the relationship is far from perfect. Obviously, the line of best fit does not pass through the origin. The physical reason for this is clear. Not all of the water vapor in the atmosphere is available for precipitation, since no condensation can occur when the relative humidity is extremely low. It is therefore to be expected that P should approach zero more rapidly than F/L . By introducing an additional non-dimensional parameter such as a suitably averaged relative humidity, or perhaps by measuring vapor flux which occurs at relative humidities above some minimum value, this deficiency could possibly be removed.

One additional deficiency in the linear relation presented in Figure 3 is the occurrence of heavy precipitation at several stations where the vapor movement is comparatively low. Outstanding among these is Yakutat, Alaska, for which the data are

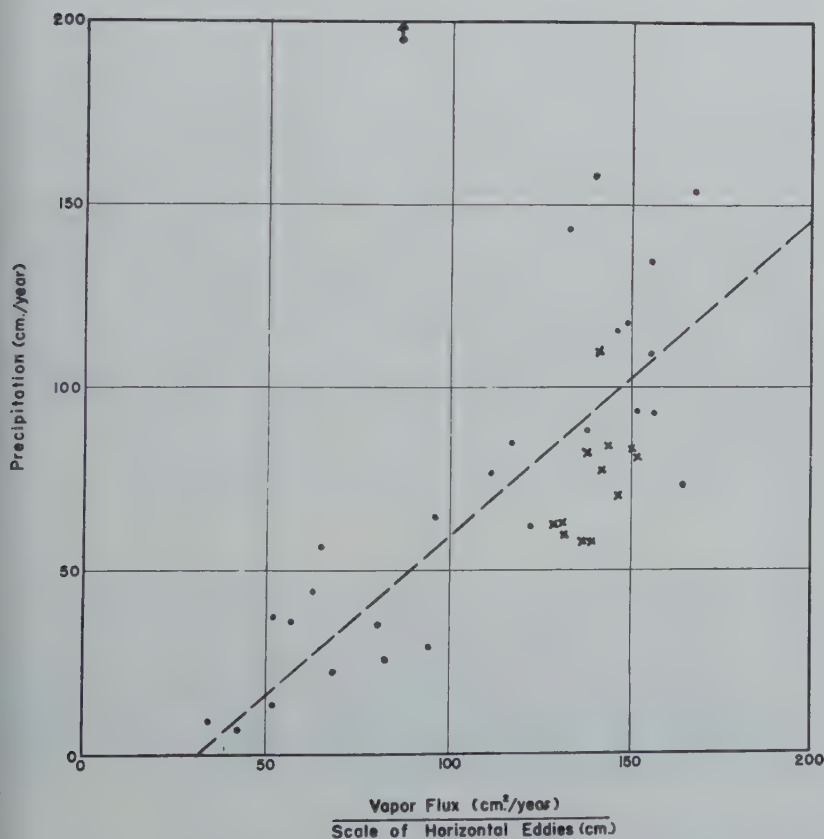


Fig. 3 — Annual values of precipitation presented as a function of F/L . Data for Oklahoma City are shown by crosses.

« off-scale » in Figure 3. For this station precipitation totals 346 cm, and the ratio PL/F is 4.06 — a value three to four times greater than that recorded for any other station. Other less extreme cases are found among the four other stations with precipitation above 130 cm. All of these stations exhibit comparatively high values of the ratio PL/F ; all are located in regions where for obvious meteorological reasons the precipitation process is particularly effective. Three of the four are near the Gulf of Mexico, where summer thunderstorms are frequent and heavy ; the other is situated, like Yakutat, on the northwest coast of the continent where orographic lifting produces excessive precipitation. The climatic average of the ratio PL/F may, in fact, be an excellent measure of « efficiency of precipitation. »

Despite the inadequacies of the linear relation in Figure 3, it is evident that to the first order of approximation precipitation is proportional to vapor flux divided by an appropriate horizontal scale factor. Furthermore, the non-dimensional ratio PL/F is definitely of the order of unity, as expected from dimensional considerations. Actually, its average value is 0.84, and thirty-two of the thirty-nine annual values are within 50 % of this average. These data are obtained without introducing any adjustment for the obvious lack of proportionality of P and F/L in regions of very low precipitation. Such stations account for six of the seven occasions for which the observed value of PL/F is outside the range specified above.

The degree to which it is actually permissible to ignore the non-dimensional ratio $\tau F/LN$ in Equation (4) for periods of record as short as one year must now be considered. It is obvious that a single year of record cannot be considered a good statistical sample. In non-dimensional form this is reflected in the magnitude of the non-dimensional ratio $\tau F/LN$, which for the 27 station-years of record for 1949 averages about 65 and may be as low as 33. The problem at hand, however, is not the climatological accuracy of the computed values of the ratios PL/F , but whether or not there is any systematic bias introduced by the length of the interval considered.

Although no definite answer can be advanced on this point, one is inclined to doubt the importance of the non-dimensional parameter involving the time interval τ . An indication of this is given by the data for Oklahoma City. By assuming average conditions for the period June 1, 1959, to September 30, 1959, twelve years of data become available. For Oklahoma City the average value of PL/F does not change appreciably as the ratio $\tau F/LN$ increases from 73 (the average of 12 one-year intervals) to 869 (the value for the complete 12-year period). For any given period of observation, however, there seems to exist a strong correlation between total vapor flux F and precipitable water N .

In view of the above considerations, it appears that the Equation :

$$\frac{PL}{F} \approx 0.84$$

cannot be easily improved for data based on at least one full year of observation, provided dimensionally homogeneous equations are used. The standard error of estimate of the non-dimensional coefficient is .08, computed from the 39 station-years of record. Although this value of the standard error is probably too small from a climatological point of view, since the North American data were available for only one calendar year, it is obvious that geographic variations in the ratio PL/F would remain no matter what the sample size. Such geographic variations may be a suitable measure of the efficiency of the precipitation process.

4. AREA PRECIPITATION : ANNUAL DATA

It will be of interest to extend the results of the previous section to precipitation

TABLE II

Relation between precipitation and vapor movement for fourteen areas

No. of Area	Stations at Vertices	Area (10^{16}cm^2)	Precip. (cm/yr)	Vapor Flux ($10^9\text{cm}^2/\text{yr}$)	L (10^4cm)	$\text{PA}^{1/2}/\text{F}$	$\text{A}^{1/2}/\text{F}$	PL/F
I	1-2-3-4-16-15-19-25 29-24-23-10-8-1	16.25	69	41.9	3.76	.66	1.07	.61
II	4-16-15-19-20-13-5-4	4.00	40	37.2	3.90	.22	.51	.42
III	13-20-29-24-22-13	4.26	38	29.2	3.52	.27	.58	.46
IV	1-2-3-5-13-22-10-8-1	4.12	112	55.1	3.98	.41	.51	.81
V	4-16-15-14-5-4	1.67	38	31.4	3.98	.16	.32	.49
VI	13-14-20-21-13	1.66	46	30.4	3.92	.19	.33	.59
VII	8-12-13-22-10-8	1.59	86	52.7	3.85	.21	.33	.62
VIII	2-3-5-12-7-2	1.45	135	56.1	3.87	.29	.31	.94
IX	13-20-21-13	0.94	46	33.5	3.65	.13	.26	.50
X	4-16-14-5-4	1.18	38	30.2	4.01	.14	.27	.51
XI	7-12-8-7	0.23	126	57.2	4.03	.11	.12	.88
XII	22-23-24-22	1.12	71	39.6	3.61	.19	.29	.66
XIII	1-2-7-8-1	0.55	132	61.2	4.14	.16	.18	.88
XIV	5-12-13-5	0.31	70	45.7	3.90	.09	.14	.61
	Average	—	75	—	—	—	—	.64

over large areas. On the basis of conclusions drawn in the previous section, it will be assumed that the non-dimensional ratio $\tau F/LN$ is not important in the formulation of the problem. Equation (4) therefore yields the relation :

$$\frac{PA^{1/2}}{F} = H\left(\frac{A^{1/2}}{L}\right)$$

We have already seen that for small areas (as A approaches zero) the function H is linear in $A^{1/2}/L$. We cannot be certain, *a priori*, that this linear relation will also be valid for larger areas, although one might anticipate this would be the case. In the following analysis, the quantity F will be taken as the average movement of water vapor at the perimeter of the area under consideration, and the characteristic horizontal length scale L will be measured as the average wave length of large scale atmospheric turbulence at the latitude of the center of the area. Precipitation over the area was evaluated from published data using the Thiessen method.

A total of fourteen areas were considered, ranging in size from 200,000 to 16,000,000 km². These fourteen areas were chosen as polygons with one of the weather stations used in this analysis at each vertex. The results, presented in Table II, show a distinct linear relation between the non-dimensional parameters $PA^{1/2}/F$ and $A^{1/2}/L$. The mean value of PL/F (the unweighted mean of the ratio of these two quantities for the fourteen regions) is 0.64. The coefficient of variation of this ratio (the standard deviation divided by the mean) is 0.26, or about half the coefficient of variation of the fourteen values of precipitation (0.48).

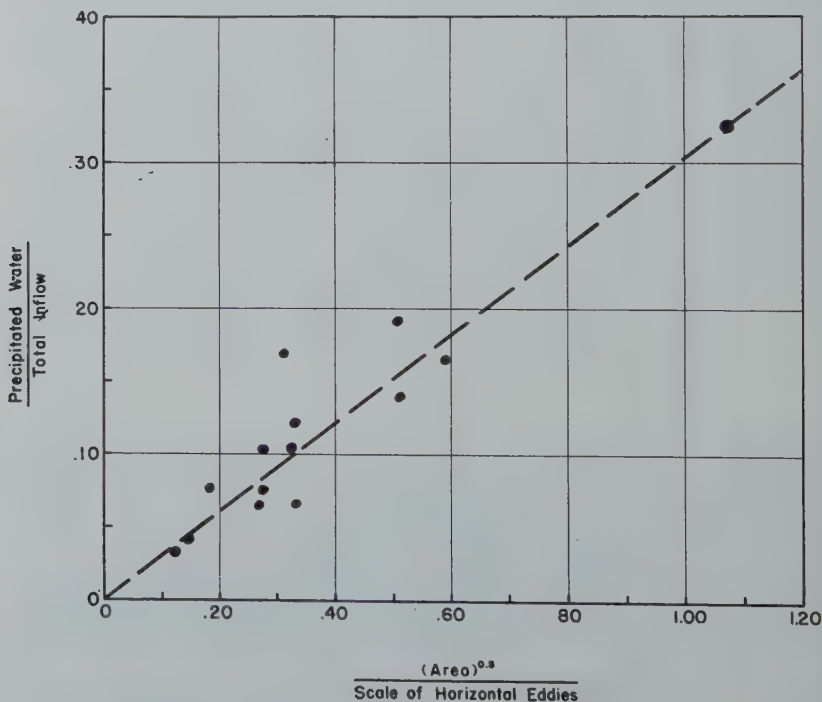


Fig. 4 — Fraction of total inflow of water vapor precipitated, for fourteen areas in North America.

One modification of the above results is suggested. If vapor movement is considered as a vector rather than a scalar quantity, it is possible to compute the total inflow of water vapor to each of the areas under consideration. From dimensional considerations, one would expect that the ratio of total water precipitated to the total inflow would also tend to vary as the square-root of the area. The results of such a computation are shown in Figure 4. The linear relationship is an excellent one. For Area I, a region 16,000,000 km² in extent which is more or less coincident with the boundaries of North America between latitudes 30° and 63° N., one finds that 33 per cent of the inflow was precipitated during the calendar year 1949. For smaller areas this quantity decreases roughly as the square root of the area. Thus, if perfect mixing is assumed, a watershed of approximately 160,000 km² would receive about 97 per cent of its precipitation from water which originated outside of the area in question. These data lend considerable weight to the concept that evapotranspiration from the land surface does not contribute substantially to local precipitation under normal circumstances.

5. POINT PRECIPITATION : INTERVALS SHORTER THAN ONE YEAR

One of the main reasons for analyzing the approximately twelve years of record at Oklahoma City was the opportunity to establish a « normal » seasonal fluctuation of the movement of water vapor at a given station, so that insight could be obtained into the relation between anomalies in precipitation and anomalies in total movement of water. If it could be established that the sign and relative magnitude of such anomalies were in approximate agreement, this would tend to establish the dependence of precipitation on moisture flux and would lend considerable credence to qualitative arguments relating periods of excessive or deficient precipitation to postulated variations in moisture flow.

TABLE III
*Precipitation and vapor movement
during summer season,
Oklahoma City*

Year	Precip. (cm/3 mo)	F/L (cm/3 mo)	Precip. Anomaly	F/L Anomaly
1948	9.2	48.2	— 8.1	+2.1
1949	14.0	46.0	— 2.3	—0.1
1950	35.5	49.4	+18.3	+3.3
1951	19.7	49.7	+ 2.4	+3.6
1952	13.4	44.2	— 3.9	—1.9
1953	20.6	40.7	+ 3.3	—5.4
1954	6.8	45.3	—10.5	—0.8
1955	21.0	47.9	+ 2.7	+1.8
1956	8.3	44.5	— 9.0	—1.6
1957	18.5	40.8	+ 1.2	—5.3
1958	24.0	50.8	+ 6.7	+4.7
Avg.	17.3	46.1	—	—

An examination of the monthly and seasonal data at Oklahoma City does not establish the importance of such a relation. Although there is a weak correlation between anomalies in vapor movement and precipitation, the effect is small and can hardly be regarded as of considerable physical significance. The nature of this relation is illustrated in Table III, which presents the data for the summer season for the years 1948 through 1958, inclusive. A two-by-two contingency table shows that four of the six seasons which were more rainy than average also had above average movement of water vapor; also, four of the five seasons which were less rainy than average had less than average movement of water vapor. Nevertheless, the correlation coefficient between the seasonal precipitation and the seasonal value of F/L is only 0.16.

This result is for a season with extremely large variability in precipitation, which ranges from 6.8 cm to 35.5 cm in the eleven-year interval. For the 11 summer seasons, the coefficient of variation of precipitation is 1.52. This is many times larger than the coefficient of variation of the ratio F/L , which amounts to only 0.23. Thus, the movement of water seems to be a comparatively stable statistic which is not very sensitive to extreme variations in precipitation.

The same sort of result is obtained when precipitation and vapor movement are considered for other seasons. Generally speaking, there is only a weak correlation between vapor movement and precipitation; the relation is not sufficiently strong to be either very reliable or convincing. For 12 years of record at Oklahoma City, the correlation between seasonal values of precipitation and vapor movement are: +0.25 for winter; +0.32 for spring; and —0.05 for fall. Cases can be found, of course, for which the precipitation is abnormally high or low and there is a corresponding change in the vapor flux. There are, however, many exceptions.

It is possible that a stronger relation may exist in regions where precipitation is more abundant and occurs with higher frequency and comparatively low intensities. Some indications of this have been noted by Benton and Estoque for the calendar year 1949⁽²⁾. However, the present data indicate that monthly and seasonal variations of vapor transport are on the whole poor indicators of abnormalities in the precipitation regime. In relating abnormal circulation patterns to precipitation anomalies, meteorologists should therefore emphasize the dynamic and thermodynamic factors related to the precipitation process, rather than the quantitative availability of moisture.

BIBLIOGRAPHY

- (1) BENTON, George S., and Jack DOMINITZ. « Measuring Evapotranspiration from Atmospheric Data. » *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Paper 1035*, August, 1956.
- (2) BENTON, George S., and Mariano A. ESTOQUE. « Water-Vapor Transfer Over the North American Continent. » *Journal of Meteorology*, Vol. 11, N^o. 6, December, 1954, pp. 462-477.
- (3) BENTON, George S., and Arthur B. KAHN. « Spectra of Large-Scale Atmospheric Flow at 300 Millibars. » *Journal of Meteorology*, Vol. 15, N^o. 4, August, 1958, pp. 404-410.
- (4) FLETCHER, Robert D. « Computation of Thunderstorm Rainfall. » *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 29, N^o. 1, February, 1948, pp. 41-50.

INFLUENCE OF RAINFALL ON SUMMER LOW-WATER FLOW IN THE SOUTH OF THE UKRAINE

P.F. VISHNEVSKI
U S S R

(THESES)

1. Summer rainfall over the southern Ukraine territory often causes the formation of high streamflow. The patterns of streamflow formation differ from year to year depending upon rainfall amount, the character of fallout as well as the soil humidity of a watershed.

2. The systematical superposing of floods resulting from rains upon low-water flow is a characteristic feature of runoff hydrograph of the southern Ukraine rivers.

3. In years with low rainfall intensity during the summer season the formation of streamflow resulting from rains is observed on small watersheds only (catchment areas ranging from scores to hundreds of sq km); on watersheds with catchment areas exceeding 1000 sq km the increase of streamflow is insignificant.

During the years of great daily amount of rainfall the formation of high summer streamflow may take place on watersheds with catchment areas of more than 1000 sq km.

4. The studying of the influence of rainfall upon summer low-water flow has been carried out for five base gauge lines situated on the rivers with catchment areas ranging from 30 to 3080 sq km.

5. Chronological comparison of total daily amount of rainfall to the daily runoff hydrograph at the outlet revealed the influence of rainfall upon the low-water flow.

6. Daily information of rainfall for each gauge line have been obtained from the observation at the meteorological stations situated within the watershed.

7. The scientific comparison of summer runoff hydrograph to rainfall trend has shown that the greater rainfall amount does not produce surface runoff. Noneffective rainfall rates for each watershed amounting to 30-33 mm have been determined empirically.

8. On the southern Ukraine rivers with catchment areas of no more than 100 sq km summer streamflow resulting from rains averages to 21,4 per cent of the annual runoff, while on the rivers with catchment areas up to 3000 sq km it averages to 6-8 per cent. During individual years summer streamflow resulting from rains may make more than a half of the annual amount.

SUR LA PROBABILITE DES SÉCHERESSES A UCCLE (BELGIQUE) ET SON INFLUENCE DANS LA RÉPARTITION STATISTIQUE DE LA COTE UDOMÉTRIQUE

R. SNEYERS
(Uccle — Belgium)

RESUME

On détermine la probabilité d'un mois sans précipitations mesurables à partir de la distribution de fréquences du nombre de jours de précipitations mesurables. Comme cette probabilité est aussi celle d'un mois à cote udométrique nulle, on tente d'en tenir compte dans l'ajustement d'une loi de probabilité à la distribution de fréquences des cotes udométriques mensuelles. Des ajustements au moyen d'une distribution Γ incomplète ou d'une loi logarithmico-normale ne conduisent pas à un résultat satisfaisant; par contre, la représentation de la distribution observée au moyen d'une branche d'hyperbole sur un graphique à échelle de probabilité normale apparaît comme excellente. Des considérations théoriques existent pour justifier un tel ajustement.

SUMMARY

An estimation of the probability of a month without any precipitation is made with the use of the frequency distribution of the number of days with rain. This probability being also the one of a month with zero rainfall amount, an attempt is made to take account of it in adjusting a probability function to the frequency distribution of the monthly rainfall amounts. For this purpose, the use of an incomplete Γ function or of a log-normal distribution function is unsatisfactory. On the contrary, an excellent fit is obtained by representing the data with a curve which on normal probability paper is a branch of a hyperbola. Theoretical considerations exist to justify such an adjustment.

1. INTRODUCTION

La recherche de la probabilité attachée à l'apparition d'une période de sécheresse peut être présentée de deux façons différentes selon que l'on considère la répartition statistique des périodes de sécheresse classées d'après leur durée ou qu'au contraire l'on recherche la probabilité pour qu'aucune précipitation mesurable ne se produise au cours d'une période fixe de l'année, une décade ou un mois donnés, par exemple.

Bien qu'il s'agisse de problèmes apparentés, le second n'est cependant pas aussi simple que le premier. En effet, tandis que celui-ci se trouve résolu dès l'instant où l'on a fourni un ajustement théorique compatible avec la série des observations, la réponse au second est donnée par la probabilité attachée à une valeur particulière (zéro en l'occurrence) d'une variable aléatoire dont on a préalablement établi la loi de probabilité et qui, de plus, a cette propriété de pouvoir être soit la fréquence des jours de précipitations mesurables, soit la cote udométrique accumulée au cours de la période considérée.

Dans ce qui suit, chacun de ces problèmes a été examiné au moyen des données pluviométriques d'Uccle, le premier sous la forme de la recherche de la loi de probabilité qui régit le maximum annuel des périodes de sécheresse et le second, en considérant le cas d'une sécheresse entièrement étendue à un mois quelconque de l'année. De plus, dans ce dernier cas, nous avons montré quel parti on peut tirer de la dualité d'aspect de ce problème pour en déduire une meilleure connaissance de la réparti-

tion statistique de la cote udométrique et spécialement en ce qui concerne les petites valeurs.

Une telle connaissance est d'ailleurs de la plus grande utilité puisque le seul à partir duquel il faut considérer qu'il y a sécheresse n'est certainement pas le même dans tous les cas d'application.

2. RÉPARTITION STATISTIQUE DU MAXIMUM ANNUEL DES PÉRIODES DE SÉCHERESSE A UCCLÉ

La période sans précipitations mesurables la plus longue à Uccle à été déterminée pour chacune des années de la période 1891-1959 et la série des observations ainsi obtenues a fourni la répartition de fréquences indiquée au Tableau I.

TABLEAU I
Périodes de sécheresse à Uccle
Distribution de fréquences du maximum annuel (1891-1959)

Durées (jours)	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Fréquences	2	5	6	12	9	5	5	4	6
Durées (jours)	17	18	19	20	21	23	24	29	30
Fréquences	1	2	1	4	2	1	2	1	1

Comme les valeurs considérées sont des valeurs maximales, on est en droit d'espérer que la théorie statistique des valeurs extrêmes leur est applicable; aussi, pour vérifier cette hypothèse, la série des observations a-t-elle été représentée (fig. 1) sur un graphique à échelle de probabilité doublement exponentielle en utilisant la méthode de représentation graphique préconisée par Gumbel (cf. [1] p. 32). Cette représentation révélant un comportement approximativement linéaire, l'ajustement d'une loi doublement exponentielle a été effectuée en employant également la méthode décrite dans le même ouvrage (cf [1] p. 226).

A cet effet, on a tiré du tableau I la valeur de la moyenne et de l'écart-type du maximum annuel x qui sont respectivement :

$$\bar{x} = 14,145 \quad \text{et} \quad \sigma = 4,76$$

et, sachant que (cf. [1] p. 228) :

$$\bar{y}_{69} = 0,5545 \quad \text{et} \quad \sigma_{69} = 1,18438,$$

on a tiré la relation :

$$x = 11,9165 + 4,019y, \tag{1}$$

qui lie la période maximale x à la variable aléatoire y , pour laquelle on a :

$$\text{Prob}(x \leq x_0) = \text{Prob}(y \leq y_0) = \exp(-e^{-y_0}). \tag{2}$$

Comme les courbes de contrôle à 68%, déduites de cette loi (cf. [1] p. 212-218) et qui encadrent la droite qui la représente sur la fig. 1, contiennent à peu près entièrement la ligne brisée obtenue à partir des observations, on peut accepter l'ajustement et l'utiliser pour faire des estimations statistiques.

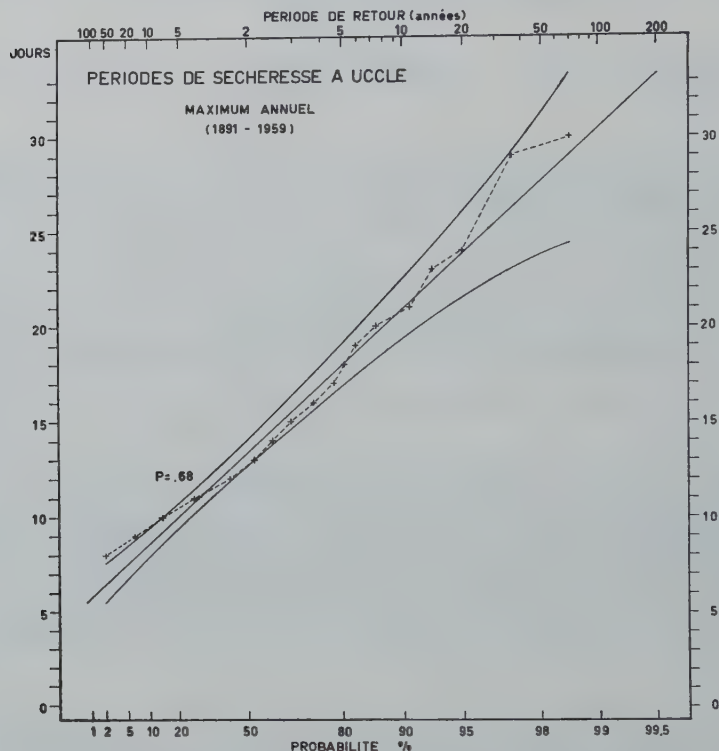


Fig. 1 — Périodes de sécheresse à Uccle

On en déduit, en particulier, que la médiane de la durée maximale ($P = 0,50$) est égale à 13,5 jours et qu'en outre, une période de sécheresse d'au moins 30 jours possède une période de retour d'environ 80 ans(*). On peut même tenter d'aller plus loin et voir s'il n'est pas possible de déduire de cette loi la proportion des mois que l'on trouvera en moyenne avec une cote udométrique nulle. Cette méthode n'est malheureusement pas applicable en raison du fait que la probabilité d'une sécheresse d'une durée déterminée n'est pas constante au cours de l'année. Pour le montrer, nous avons recherché pour chacune des années considérées le mois au cours duquel la période de sécheresse la plus longue s'est produite, ce qui nous a permis d'établir la distribution de fréquences indiquée au tableau II.

Il apparaît ainsi que ces périodes se sont produites plus fréquemment de mars à août et moins fréquemment le reste de l'année, et ce d'une façon qui, d'après le test en χ^2 de Pearson, est significative au niveau de 5%.

(*) La variable étant discrète, on a, en réalité, choisi $x \geq 29,5$ pour le calcul de la période de retour.

TABLEAU II

Mois de la sécheresse la plus longue
Distribution de fréquences (1891-1959)

Mois	I	II	III	IV	V	VI
Fréquences	3,5	4,5	9,83	6,5	10,33	8,0
Ecart avec la moyenne	-2,25	-1,25	4,08	0,75	4,58	2,25

Mois	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Fréquences	4,5	10,5	4,33	3,0	3,0	1,0
Ecart avec la moyenne	-1,25	4,75	-1,42	-2,75	-2,75	-4,75

$$\chi^2 = 19,75$$

$$\nu = 11$$

$$\text{Prob } (\chi^2 \geq 19,75) < 0,05.$$

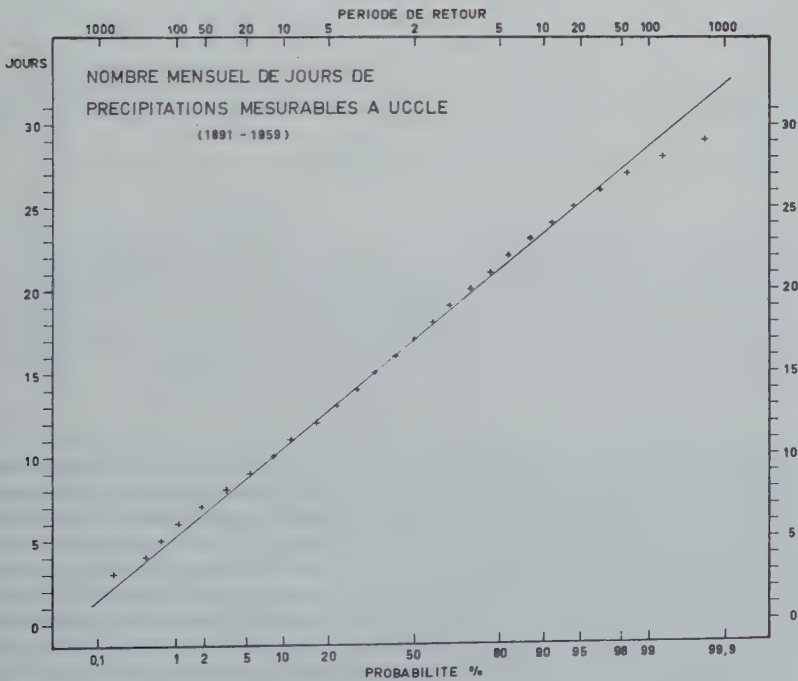


Fig. 2 — Nombre mensuel de jours de précipitations mesurables à Uccle

Il convient donc d'admettre que la loi de probabilité qui régit les sécheresses n'est pas invariable tout le long de l'année.

3. REPARTITION STATISTIQUE DU NOMBRE MENSUEL DE JOURS DE PRÉCIPITATIONS MESURABLES A UCCLE

Ainsi qu'on l'a indiqué plus haut, l'estimation de la probabilité d'un mois sans précipitations mesurables peut être faite soit à partir de la loi de probabilité qui régit le nombre de jours de précipitations mesurables, soit à partir de celle qui distribue la cote udométrique.

Comme la première méthode est la plus aisée, nous l'avons utilisée pour calculer la probabilité cherchée; le résultat obtenu a ensuite été intégré dans la répartition des cotes udométriques.

TABLEAU III
Nombre mensuel de jours de précipitation mesurables à Uccle
Période 1891-1959

Nombre de jours	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fréquences	0	0	2	2	2	4	11	13	23	25
Nombre de jours	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Fréquences	39	40	49	53	57	58	66	49	59	60
Nombre de jours	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Fréquences	40	43	40	23	24	17	9	6	2	0

Cela étant, la distribution de fréquences des nombres de jours de précipitations mesurables à Uccle pour chacun des mois de la période 1891-1959 se trouve indiquée au tableau III et représentée sur un graphique à échelle de probabilité normale à la fig. 2. Comme cette représentation graphique suggère, ici aussi, un comportement linéaire, un ajustement au moyen d'une loi normale a été effectué. La méthode utilisée est celle décrite par GUMBEL (cf. [1] p. 38); elle conduit à la relation :

$$x = 16,97 + 5,013 t \quad (3)$$

où x désigne le nombre de jours de précipitations mesurables et t la variable normale réduite. Cette relation, qui est représentée par la droite tracée sur la fig. 2, révèle un excellent accord jusqu'à $x = 25$. (Le décalage qui apparaît pour les valeurs supérieures à 25 s'explique par le fait que les divers mois de l'année ont des longueurs qui varient de 28 à 31 jours). Il en résulte qu'une extrapolation au moyen de la relation (3) paraît justifiée pour les petites valeurs. On trouve ainsi pour $x = 0,5$, $t = -3,2735$ et, par conséquent, d'après [2] : $P = 0,00053$ ou $P = 0,053\%$, qui est la probabilité cherchée. Il est clair que cette probabilité fournit la proportion des mois à cote udométrique nulle pour autant que tous les mois d'une même année figurent dans un même groupe.

4. RÉPARTITION STATISTIQUE DE LA COTE UDOMÉTRIQUE MENSUELLE

En raison de la variation saisonnière qui affecte le débit des pluies, l'examen statistique des cotes udométriques mensuelles ne peut être effectué directement sur les valeurs observées. Par contre, en exprimant ces cotes en ‰ de la normale du mois correspondant, on obtient une série de valeurs qui devient compatible avec l'hypothèse d'une distribution identique pour tous les mois de l'année. Sans doute, une telle hypothèse n'est-elle pas absolument correcte, ainsi qu'on l'a déjà souligné ci-dessus, mais elle reste parfaitement acceptable si on cherche uniquement à mettre en évidence le comportement statistique moyen de la cote udométrique mensuelle présentée sous cette forme.

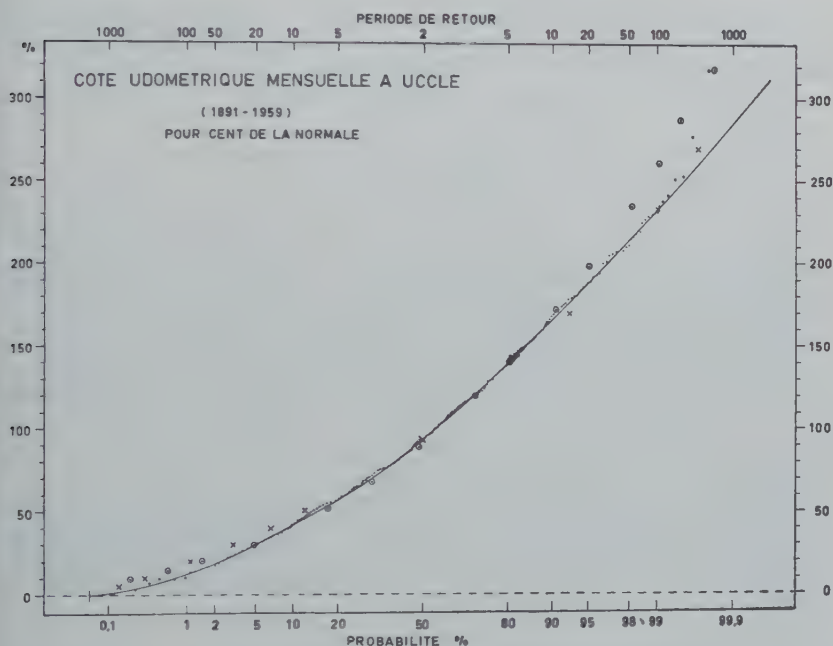


Fig. 3 — Cote udométrique mensuelle à Uccle

Dans ce but, la série des 816 cotes udométriques mensuelles recueillies de 1891 à 1959 a été représentée sur un graphique à échelle de probabilité normale (fig. 3) et l'on y a marqué en même temps le point correspondant à la cote udométrique nulle, dont la probabilité a été estimée au paragraphe précédent à 0,053‰.

On voit ainsi que non seulement la série de points obtenus décrit une courbe très régulièrement incurvée, mais qu'en outre, le point correspondant à la cote udométrique nulle se place directement dans le prolongement des points correspondants aux cotes udométriques observées les plus basses. Il paraît donc justifié d'en tenir éventuellement compte lors de l'ajustement d'une loi de probabilité particulière.

Notons aussi à ce propos qu'en raison du grand nombre d'observations dont on dispose, l'écart toléré entre la loi théorique et la série des observations est très faible.

Plus précisément, sachant que la variabilité des cotes udométriques est égale à

environ 50% et, considérant qu'il s'agit d'une distribution peu éloignée de la loi normale, on en déduit (cf. [1] p. 52) que la variabilité des observations atteint au voisinage de la médiane 2 à 3%. Il s'ensuit qu'un bon ajustement doit fournir des valeurs théoriques ne s'écartant pas de plus de 5% des valeurs observées.

Cela étant, des ajustements ont été effectués ici successivement au moyen d'une distribution Γ incomplète et à l'aide d'une distribution logarithmico-normale, distributions qui sont celles auxquelles on fait habituellement appel dans le cas des cotes udométriques.

Toutefois, comme aucun de ces ajustements n'est satisfaisant, une troisième méthode basée sur le calcul d'une branche d'hyperbole a été utilisée.

4.1. Ajustement d'une distribution Γ incomplète

La méthode employée ici est due à H.C.S. THOM [2]. Reprenant les notations de cet auteur on trouve pour les valeurs moyennes de la variable et de son logarithme népérien :

$$x = 99,994 (*) \quad \text{et} \quad \overline{\log x} = 4,462359,$$

et on en déduit pour $\hat{\gamma}$ la valeur approchée 3,662.

Avec la correction 0,001 à retrancher, il vient :

$$\hat{\gamma} = 3,661$$

On en tire : $\beta = 27,31$ et $\sigma = 52,255$.

Sachant alors que dans les Tables de Pearson [4], $p = \gamma - 1$ et $u = x/\sigma$, on trouve la loi de probabilité représentée sur la fig. 3 par les petits cercles.

Il est clair que la distribution ainsi obtenue ne peut être acceptée telle quelle puisqu'elle attribue une probabilité nulle à la cote udométrique zéro. Aussi pour répondre à cette objection peut-on répartir la distribution des cotes udométriques sur une probabilité totale de $(100\% - 0,053\%)$; c'est à dire sur 99,947%. Cette correction sur le graphique n'apporte toutefois pour tout changement qu'une incurvation rapide de la courbe théorique à partir de $P < 0,1\%$.

Il apparaît ainsi que la loi trouvée s'écarte nettement des observations pour $P < 3\%$ et $P > 95\%$, et que, en particulier, pour $P = 98\%$, l'écart entre la valeur calculée et la valeur observée atteint 20%, soit plus du double de la variabilité de l'observation correspondante dans la série, estimée d'après Gumbel (cf. [1] p. 52 formule (2)).

4.2. Ajustement d'une distribution logarithmico-normale

L'ajustement le plus général au moyen d'une telle distribution s'effectue en liant la cote udométrique x à la variable normale t par une équation de la forme (*) :

$$t = a + b \lg(x + c) \quad (4)$$

où a , b et c sont les constantes.

En raison de la faible variabilité sur le graphique de la position des points correspondants aux observations, la méthode d'ajustement a consisté dans le tracé à vue d'une courbe d'interpolation à partir de laquelle on a estimé les valeurs de la variable

(*) En réalité, on devrait avoir $x = 100$ puisque les normales utilisées sont les moyennes sur la période 1891-1959; la différence trouvée doit être attribuée à l'erreur d'arrondi qui affecte les valeurs individuelles de la cote udométrique x exprimée en % de ces normales.

(*) Les logarithmes utilisés sont les logarithmes népériens. Il est évident cependant qu'on aurait tout autant pu faire appel aux logarithmes décimaux.

pour $P = 50\%$ ($t = 0$) et $P = 99\%$ ($t = 2,3263$) qui sont respectivement $x = 93,3$ et $x = 233,3$, et auxquelles on a adjoint $x = 0$ avec $P = 0,053\%$ ($t = -3,2735$).

Il s'ensuit que de (4), on tire le système d'équations :

$$\left. \begin{aligned} a + b \lg c &= -3,2735, \\ a + b \lg (93,3 + c) &= 0, \\ a + b \lg (233,3 + c) &= 2,3263, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

duquel on déduit successivement :

$$c = 64,7, \quad b = 3,6664 \text{ et } a = -18,5615.$$

La relation (4) s'écrit donc :

$$t = -18,5615 + 3,6664 \lg (x + 64,7),$$

ce qui donne sur la figure 4, la courbe suggérée par les petites croix.

L'ajustement obtenu paraît un peu meilleur; toutefois les écarts par rapport aux observations sont encore trop systématiques pour qu'on puisse l'accepter.

4.3. Ajustement au moyen d'une branche d'hyperbole.

L'emploi d'une branche d'hyperbole pour représenter une série d'observations a déjà été pratiqué ailleurs [3]. Nous rappellerons simplement à ce sujet que lorsque la distribution de fréquences est la combinaison de plusieurs distributions, représentées par des droites différentes sur un même graphique à échelle de probabilité, la combinaison elle-même sera représentée sur ce graphique par une courbe possédant deux asymptotes, la forme la plus simple d'une telle courbe étant une branche d'hyperbole.

Dans le cas considéré, la ligne des observations suggère une branche d'hyperbole avec asymptote horizontale, c'est-à-dire, une courbe dont l'équation s'écrit :

$$t = ax + b + c/(x + d), \quad (6)$$

où a, b, c et d désignent des constantes.

Celles-ci étant au nombre de quatre, pour leur détermination il conviendra d'ajouter un quatrième point aux trois points que l'on avait adoptés dans le cas précédent. Le point choisi correspond à $P = 5\%$ ($t = -1,6449$) pour lequel la valeur associée de x est estimée à 30%.

On est conduit ainsi à l'équation :

$$t = 0,013306x - 0,3310 - 123,00/(x + 41,801), \quad (7)$$

dont cette fois, la représentation graphique se confond pratiquement avec la courbe interpolée à vue, exception faite du maximum qui s'en éloigne de façon assez marquée.

On notera cependant au sujet de ce maximum, qui est égal à 318%, que la probabilité théorique qui lui est attribuée est $P = 0,999814$ et que de ce fait la probabilité d'avoir dans la série des 816 valeurs un maximum inférieur à 318 est $(P)^{816}$, soit 0,8555.

En d'autres termes, dans une telle série le maximum sera au moins aussi élevé une fois sur sept ce qui n'est pas suffisamment rare pour lui conférer un caractère significatif.

L'ajustement peut donc être adopté.

5. CONCLUSIONS

On voit donc que ni la distribution I' incomplète, ni la distribution logarithmico-normale ne sont appropriées pour représenter la répartition de la cote udométrique mensuelle à Uccle; de plus, on constate qu'il a fallu faire appel à une loi de probabi-

lité dépendant d'au moins quatre paramètres pour obtenir un ajustement acceptable. L'incompatibilité des deux premières lois peut donc être attribuée au fait qu'elles ne possèdent qu'un nombre insuffisant de paramètres pour rendre fidèlement compte de l'allure de la courbe fournie par les observations.

Il est clair que cette incompatibilité n'a pu être mise en évidence que grâce au nombre très élevé d'éléments groupés dans la série statistique étudiée, nombre qui n'a pu être obtenu que grâce à la réduction qui a été opérée préalablement sur les valeurs initiales.

Ce serait toutefois une erreur, pensons-nous, de croire que l'incompatibilité trouvée n'est qu'une simple conséquence de cette réduction et si la loi trouvée ici ne doit être considérée que comme une loi moyenne, il nous paraît toutefois prudent, lors de la recherche des lois pour chaque mois particulier, de ne pas perdre de vue la conclusion à laquelle on vient d'aboutir.

BIBLIOGRAPHIE

- [¹] GUMBEL, E.J. : Statistics of Extremes, Columbia University Press, New-York, 1958.
- [²] PEARSON, K. : Tables for Statisticians and Biometricians, Part I, Cambridge University Press, 1948.
- [³] THOM, H.C.S. : A Note on the Gamma distribution, *Monthly Weather Review*, 86, 1958, p.117.
- [⁴] PEARSON, K. : Tables of the Incomplete Γ -function, Cambridge University Press, 1957.
- [⁵] SNEYERS, R. : On a Special Distribution of Maximum Values, *Monthly Weather Review*, Feb. 1960, 66-69..

FACTORS IN THE INITIATION, PERPETUATION AND TERMINATION OF DROUGHT

Jerome NAMIAS

U. S. Weather Bureau, Washington, D. C.

SUMMARY

Summer drought in temperate latitudes is generally associated with great mid-tropospheric anticyclones and accompanying positive departures from normal in pressure. These anticyclones are asymmetrical with respect to moisture, being composed of inward-spiralling moist and dry tongues, the latter having their source at upper levels of northward-displaced prevailing westerlies and then subsiding into the core of the high pressure cell. Such dislocations or anomalies in the westerlies almost always occur in groups rather than singly, so that a number of interdependent drought areas develop simultaneously. In the special case of the agricultural heartland of the United States, companion drought-producing anticyclones are observed over the Pacific and Atlantic. For central and northern Europe the associated geographical distribution of companion anomalies is, of course, different.

Antecedent conditions favoring summer drought appear to show up in forms of the springtime general circulation over the Northern Hemisphere (or in some of its component centers of action) and many times in the prevailing spring weather over the area to be afflicted. The precursory signs come to light in fields of lag correlation between spring and summer mid-tropospheric height patterns and also in studies of contingency tables relating temperature and precipitation in spring to following summer conditions. The results strongly suggest that prevailing circulations which cause warm dry weather in spring over the Great Plains of the United States tend to lead to drought in summer. Similar—though not as strong—indications show up from one summer to the following despite the long interval of changeable weather in between. The above described empirical results present a great challenge to the scientific family of meteorologists, hydrologists, soil scientists, and oceanographers, all of whom must combine efforts to obtain a physical solution of the drought problem.

RÉSUMÉ

La sécheresse d'été dans les latitudes tempérées est généralement associée avec des anticyclones mi-troposphériques accompagnant la production de pression au-dessus de la normale. Les anticyclones sont asymétriques au point de vue de la répartition en humidité, étant composés de langues humides et sèches s'enroulant intérieurement en spirales, les langues sèches ayant leur origine dans les niveaux supérieurs des «westerlies» déplacés vers le Nord et descendant alors dans le noyau à haute pression. Semblables dislocations ou anomalies dans les «westerlies» se produisent presque toujours en groupes, plutôt qu'isolément, de telle sorte qu'un certain nombre de zones de sécheresse interdépendantes se développent en même temps. Dans le cas spécial du cœur agricole des Etats-Unis, des anticyclones producteurs de sécheresse de ce genre sont observés sur le Pacifique et sur l'Atlantique. Pour l'Europe Centrale et du Nord, la distribution géographique des anomalies de ce genre est naturellement différente.

Des conditions préalables favorisant la sécheresse d'été se montrent sous la forme d'une circulation générale de printemps sur l'hémisphère Nord (ou dans l'un quelconque de ses centres d'action) et plusieurs fois dans le temps dominant du printemps sur l'aire qui aura à souffrir. Les signes précurseurs se présentent sous forme de champs de corrélation entre les schémas de hauteurs mi-troposphériques de printemps et d'été et aussi dans les études de tables reliant la température et les précipitations du printemps aux conditions de l'été suivant. Les résultats suggèrent fermement que les circulations prévalentes qui causent le temps sec et chaud au printemps sur les grandes plaines des Etats-Unis tendent à conduire à la sécheresse en été. Les résultats empiriques ci-dessus présentent une grande possibilité de discussion pour la grande famille scientifique des météorologues, hydrologues, chercheurs du sol, océanographes qui doivent tous combiner leurs efforts pour obtenir une solution physique au problème des sécheresses.

1. INTRODUCTION

Over most of the temperate latitudes, and probably over other areas as well, drought as an abnormal deficiency in precipitation is usually a phenomenon of fairly large scale—often embracing areas twice to three times the size of extratropical cyclones. It is thus a grand manifestation of abnormalities in the general circulation of the atmosphere. The purpose of this report is (1) to relate patterns of drought to characteristic forms of the centers of action comprising the general circulation and to indicate the nature of the prevailing rain inhibiting mechanism; (2) to indicate how the general circulation frequently becomes distorted prior to and during the onset of drought and (3) to suggest how drought may «feed on itself», leading to its perpetuation, or on the other hand may be terminated by discordant rearrangements of component parts of the general circulation. The paper concentrates on drought phenomena of summer, at which time the interiors of continents normally receive a large share of their annual precipitation, and rainfall deficiencies assume especial economic importance.

2. FORMS OF THE GENERAL CIRCULATION ASSOCIATED WITH SUMMER DROUGHT

By 1933 T. H. REED [1,2] had shown from resultant upper-level winds from pilot balloon observations that the upper-level anticyclone is the flow pattern of monthly or seasonally averaged mid-tropospheric charts characteristic of summer drought. More recent studies of monthly mean 700 mb charts suggest that the intensity of drought is roughly proportional to the departure from normal (or anomaly) at the core of the anticyclone. Thus, if such a quasi-stationary upper-level anticyclonic cell becomes established in the area normally occupied by a trough, the rainfall deficiency is apt to be great. In 1938, H. Wexler and the present author [3] demonstrated that this anticyclonic cell is generally composed of two spirally inflowing currents—one a moist stream flowing northward on its western periphery before recurving eastward and often southward; the other, a dry stream cast off from the northern westerlies and sinking to lower elevations as it spirals anticyclonically into the core of the anticyclone. This asymmetry in moisture and usually vertical stability leads to a substantial difference in precipitation underneath the moist and dry branches—variations which appear to be related to the enhancement or inhibition of penetrative convection by entrainment of moist or dry air, respectively, into rising air columns [4].

An example of a drought-producing anticyclonic cell of this kind is shown by the isentropic analysis reproduced in fig. 1 and the associated departures from normal of precipitation in fig. 2. Note the excess over normal of rainfall under the moist tongue and the deficit in the area over which the dry tongue flows after leaving the northern westerlies. In the dry portion just south of the anticyclone core the precipitation departures are most severe, reaching amounts less than 25% of normal. The heavier than normal precipitation over the Great Lakes Region arises from ascending motion indicated over the polar front rather than from air mass showers as farther south.

Large eddy patterns such as those shown in fig. 1 are usually observed each summer, but the geographical position and size varies appreciably from one year to another. Thus in July 1936, one of the severe drought months over the Great Plains, the eddy dominated a still larger portion of the United States than in 1957, while in 1935 and 1937 the cells were of smaller size and the eastern seaboard states lay under the influence of a moist tongue from another anticyclonic cell to the east.

Of course, these anticyclones show up in wind and pressure charts in mid-troposphere. They form below the crests of ridges in the planetary waves studied intensively

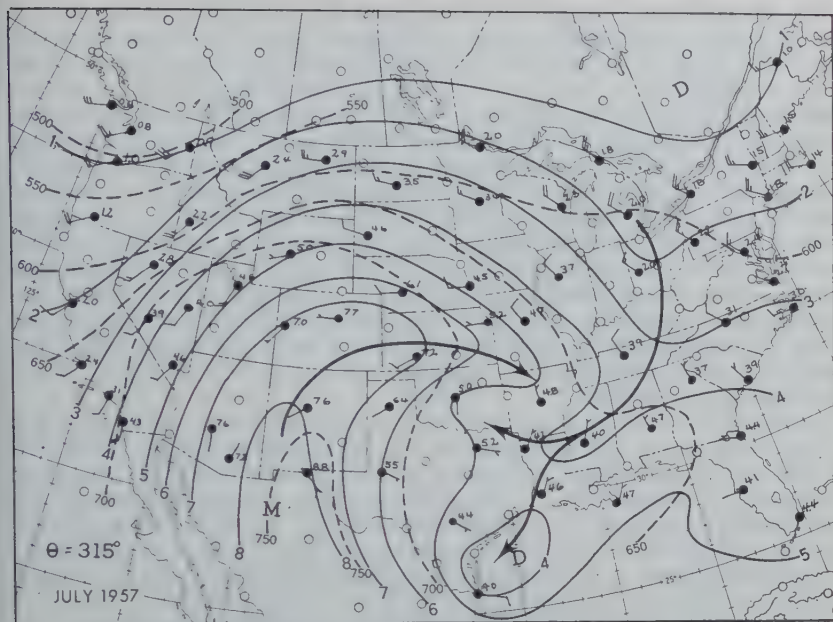


Fig. 1 — Isentropic analysis for the potential temperature surface 315° for July 1957. Solid lines are isopleths of mixing ratio in g/kg. Broken lines give the pressure at the isentropic surface. Winds at the isentropic surface are indicated in customary fashion. Arrows depict the axes of moist (M) and dry (D) tongues.

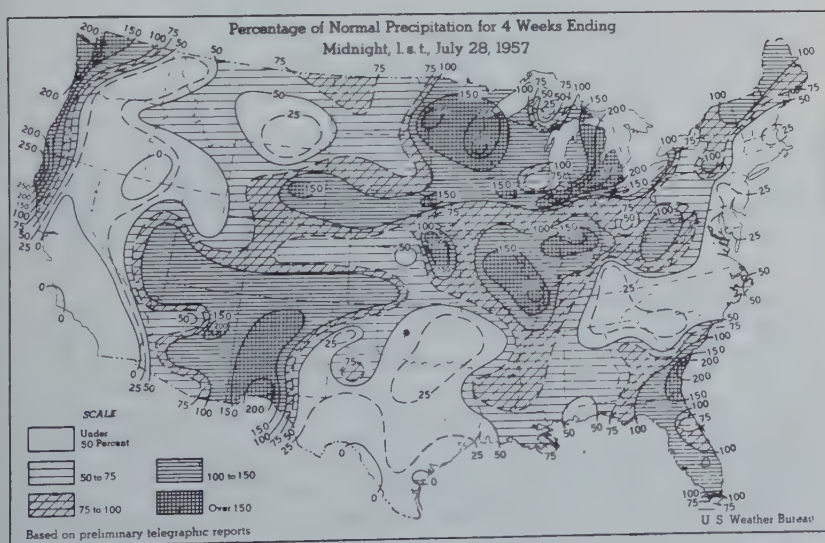


Fig. 2 — Percentage of normal precipitation for July 1 to 28, 1957.

by Rossby and his collaborators [5]. Once one anticyclonic cell of the planetary circulation becomes appreciably developed (or displaced from its normal position) and persists for some time, it influences circulations in other, even remote, areas. In this manner anticyclones may arise due to the propagation of energy from the primary cell, and the responsive anticyclones may also produce extensive areas of drought. Because of this interdependence in space it is difficult to say which cell is responsive and which is primarily causative. This peculiar circumstance leads at times to a globe-girdling system of anticyclonic cells (or positive anomalies), with poleward contracted westerlies, which might give the impression that some phenomenon of still greater scale than the centers of action is operating to alter the normal hemispheric pressure and wind profiles. Whatever the ultimate cause, it appears definite that drought producing dislocations of the mid-latitude general circulation occur not singly, but in harmonious groups, with as many as four or five afflicted areas in temperate latitudes. Fortunately, when the great North American drought-producing anticyclone prevails in summer, its companion cells usually lie over the adjacent oceans where they do no economic harm.

Examples of the characteristic Atlantic-Pacific-North American distribution of drought-producing cells were frequently observed during the summers of 1952-54. In fact, the average monthly flow patterns of these summers were so persistent and similar that the averages of the 9 summer months afford a representative picture. The average height contours of the 700-mb surface and the associated departures from normal are shown in fig. 3 and the associated pattern of percentage of normal precipitation in fig. 4. These figures have been extracted from an earlier article [6], in which

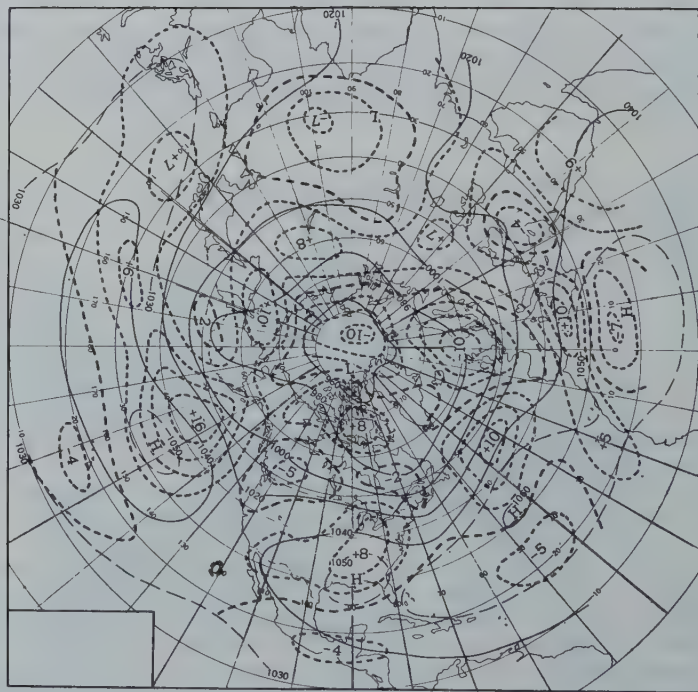


Fig. 3 — Mean contours of 700 mb height (solid) and lines of equal height departure from normal (broken) for the three summers, 1952-54.

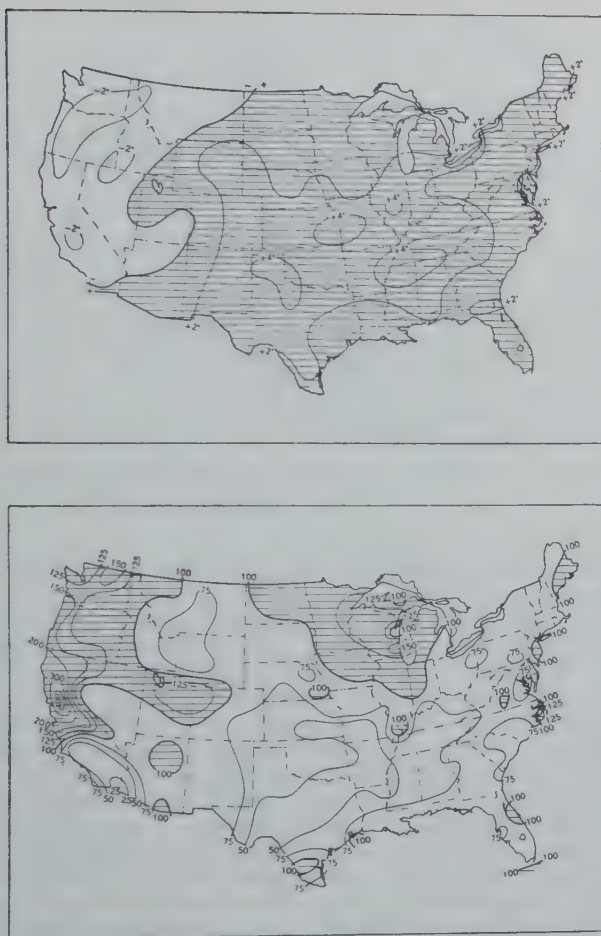


Fig. 4 — (Top) Average temperature departures from normal ($^{\circ}\text{F}$) for three summers (June, July, and August) of 1952-54: (bottom) Percentage of normal precipitation for the same summers.

the interdependence of the three positive anomaly centers (Pacific, United States and Atlantic) was demonstrated. This was done by employing empirical studies by Martin [7], who constructed maps showing the probability of sign of the 700-mb anomaly over most of the Northern Hemisphere accompanying a large pre-selected anomaly center or axis in a given area. By combining such probabilities for both Atlantic and Pacific centers (*) the chart shown in fig. 5 is obtained. This illustrates that when the oceanic cells are anomalous in the manner indicated by fig. 3 (subtropical anticyclones displaced northward) it is quite probable (70%) that an accompanying positive anomaly (and anticyclone) will be found over south-central United States.

(*) Such combinations, while not rigorously justified, probably give a reasonably correct pattern, especially since anomalies in the two base areas are poorly correlated.

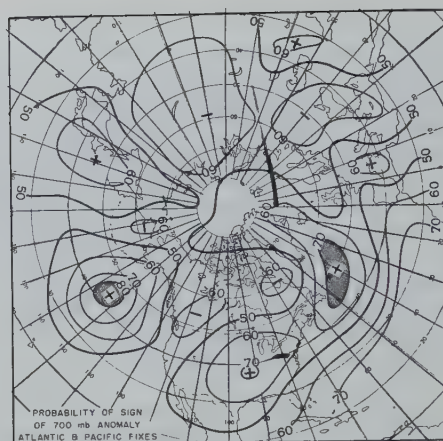


Fig. 5 — Probability of sign of 700 mb height anomaly in summer when axes of positive anomaly lie in the vicinity of the hatched areas shown in the Pacific and Atlantic.

Since in a statistical sense higher probabilities usually attend higher mean values of the anomaly itself, the isopleths of probability in fig. 5 may be looked upon as anomaly patterns. The correspondence over North America, remote from the chosen areas, with the observed anomaly patterns of 1952-54 (fig. 3) is quite striking. Of course, any selected pair of these three centers of positive anomaly would imply the third.

During summers when recurrent upper-level anticyclones appear over selected areas at high temperate latitudes in the general belt of the westerlies, the accompanying drought areas are better related to the cells of positive anomaly on mean charts than to the mean anticyclones themselves. Thus in 1955 (fig. 6) we see four pronounced areas of positive anomaly, each overlying an area of deficient rainfall. The one affecting central and northern Europe naturally received most attention in 1955, because of the long, warm, dry spells in an area of normally changeable weather. This case represents a good example of the globe-girdling nature of a series of positive anomalies which, when averaged, shows northward displaced westerlies (fig. 7) or a «contracted circumpolar vortex». However, one must not jump to the conclusion that a planetary-scale influence (perhaps extraterrestrial) is necessarily responsible, for, as pointed out earlier, there is a great deal of interdependence among the positive anomalies.

3. ANTECEDENT CONDITIONS OF SUMMER DROUGHT

Unfortunately, the state of the atmosphere's general circulation for any instant or time interval is never unique in form prior to the development of drought in any region. Rather, it appears that certain of the centers of action or, more particularly, their anomalous positions and orientations, assume a greater stability than do other portions of the general circulation; and these stable features guide planetary wind patterns under the stimulus of an ever changing radiation balance. The change in insolation incident to change in season is, of course, ultimately responsible for altering the normal month-to-month picture of such features as the latitude and strength of the westerlies. If, however, for some reason one large component of the general circulation remains anomalous in the same sense from one month or season to the

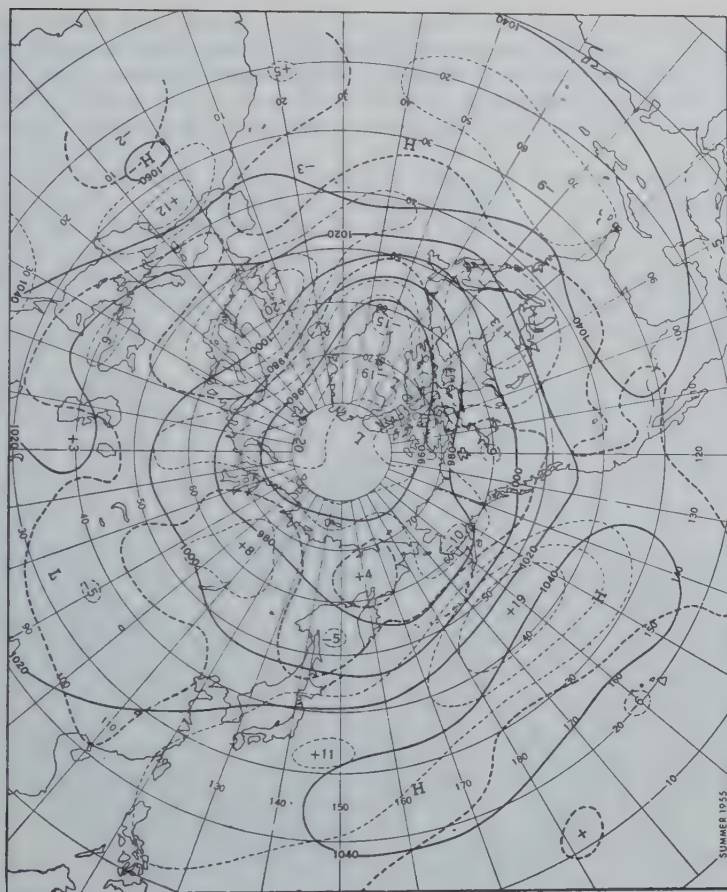


Fig. 6 — 700 mb mean contours (solid) and isopleths of departure from normal (broken) for summer, 1955.

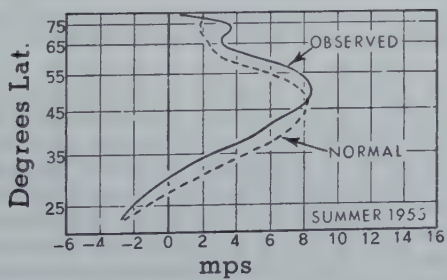


Fig. 7 — Zonal wind profile at 700 mb for Western Hemisphere (0° to 180°) for summer, 1955.

next, it is quite clear that the distortion thereby introduced in the pattern of the westerlies is bound to have remote influences. Thus, the statistical problem of regional and temporal variations in persistence lies at the very heart of dynamic climatology in general, and drought in particular.

Let us, for example, examine the spring circulations (fig. 8) preceding the summer

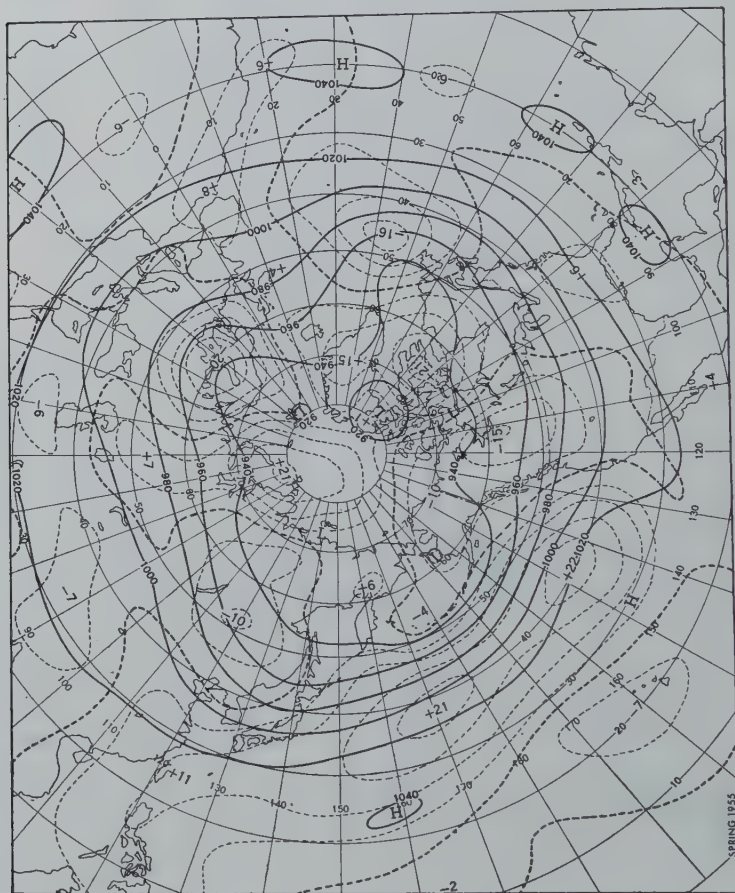


Fig. 8 — 700 mb mean contours (solid) and isopleths of departure from normal (broken) for spring, 1955.

of 1955 (fig. 6). From these two figures, it is clear that over Eurasia and North America little correlation exists between the anomaly patterns of these adjacent seasons. Yet those over the entire Pacific sector are quite similar. This could mean that some conservative factors are operating over the Pacific sector of the hemisphere (including the land and polar areas to the North) to encourage a displacement of westerlies well north of normal. Now the influence of this displacement will obviously be different in summer than in spring—both because the «normal» background westerlies change in latitude and strength, and because the heat sources and sinks depend upon the seasonal changes in insolation as well as upon the circulation itself. Thus, the response

of the waves in the westerlies to the anomalous Pacific circulation might have led to the great rearrangements of pattern elsewhere as spring went into summer. It is conceivable that the positive summertime anomalies observed over eastern Canada and northern Europe were originally forced by the Pacific circulation, although they very likely have been reinforced by meteorological and terrestrial factors in their respective domains.

The above remarks, while intuitive and speculative, find some support in the statistical studies of teleconnections by Martin [?], and in studies of intra-seasonal fields of lag correlation described below.

From a series of mean seasonal 700-mb charts from 1933 through 1958, lag correlations relating spring to the following summer have been computed for a grid of points sufficient to construct lines of equal correlation, which are shown in fig. 9. The shading covers areas where significance reaches the 5% level. These charts suggest

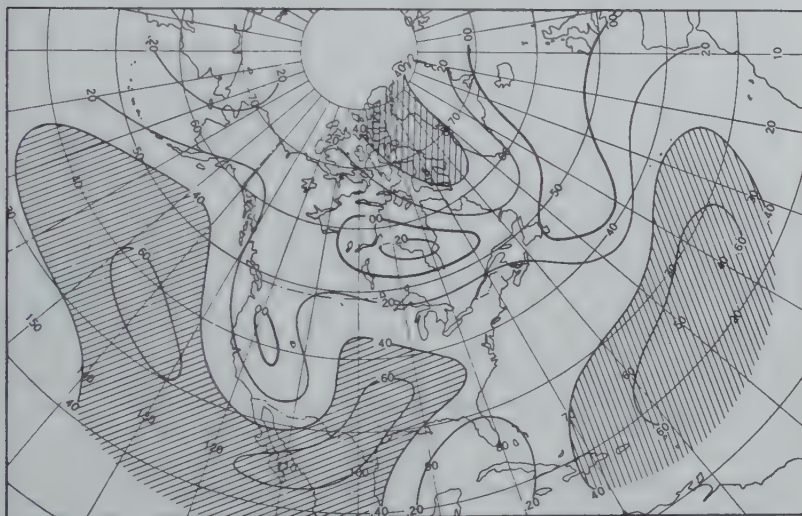


Fig. 9 — Isopleths of lag correlation of seasonal mean 700 mb height between spring and summer (period 1933-58). Shaded areas show where correlations exceed the 5% level of significance.

that the areas normally occupied by quasi-permanent upper level anticyclones are more persistent than others. The reason for this greater persistence may lie in the special way these anticyclones condition the underlying surface. For example, over ocean areas the attendant light winds associated with an anomalously northward-displaced high pressure cell and the enhanced insolation due to accompanying lack of cloudiness might result in a warmer than normal sea surface. Similar but amplified effects could take place over the Great Plains of the U.S., and later on we shall present some evidence for this. Thus the summertime upper level anticyclones, once achieving positions early in summer, are apt to perpetuate themselves in the same areas—a form of persistence long recognized by American forecasters [2,8].

In order to throw further light on this question, the author and his colleague, Mr. I. Enger, computed a number of statistics relating to spring and summer weather patterns over the western Plains of the U.S. Reliable records of average temperatures and total precipitation by states are available for periods ranging from 60 to 84 years. Each state's seasonal temperature and seasonal precipitation was categorized into

three equally likely classes denoted by : Cold, Normal, and Warm, and by Light, Moderate, and Heavy, respectively.

From this information it was possible to construct contingency tables indicating the distribution of summer temperature classes following springs of differing temperature, differing precipitation, and combinations of both. Such tables have been constructed for a 9-state area comprising the western Great Plains of the United States (North Dakota, South Dakota, Minnesota, Nebraska, Iowa, Kansas, Missouri, Oklahoma, and Arkansas). These states underly the positive axis of maximum of spring-summer lag correlation shown in fig. 9.

Table 1 shows the number of occurrences of summer temperature classes in this area following various spring temperature classes.

TABLE 1
Summer temperature classes following differing springs over the western Great Plains of United States

		Summer Temperature		
		Cold	Normal	Warm
Spring Temperature	Cold	101	70	40
	Normal	53	74	81
	Warm	57	65	87

Thus a cold spring in the Great Plains is much more apt to be followed by a cold summer than a warm one, in the ratio 101 to 40, while a warm summer is more apt to follow a warm spring (ratio 87 to 57). In another tabulation (table 2) both temperature and precipitation were combined to indicate summer temperature :

TABLE 2
Summer temperature classes over the western Great Plains following different combinations of spring temperatures and precipitation (totals in italics)

Spring Temp.	Precipitation	Summer Temp.			
		Cold	Normal	Warm	Total
Cold		<i>101</i>	<i>70</i>	<i>40</i>	
	Light	29	21	10	<i>60</i>
	Moderate	31	18	19	<i>67</i>
Normal	Heavy	41	31	11	<i>83</i>
		<i>53</i>	<i>74</i>	<i>81</i>	
	Light	12	18	34	<i>64</i>
Warm	Moderate	18	33	27	<i>78</i>
	Heavy	23	23	19	<i>65</i>
		<i>57</i>	<i>65</i>	<i>87</i>	
	Light	9	27	50	<i>86</i>
	Moderate	18	22	22	<i>62</i>
	Heavy	30	16	16	<i>62</i>

From table 2 it appears that spring precipitation also contributes to the characteristics of summer temperature, since, when spring is dry as well as warm, the ratio of occurrences of warm to cool summers goes up to 50/9 whereas with temperature alone it was 87/57. Similarly with cool and wet springs the ratio of cool occurrences in summer rises to 41/11 as against 101/40 for temperature alone.

Now summer temperatures over the Great Plains are positively correlated with contemporaneous mid-tropospheric height anomalies [9], and negatively with precipitation [8]. Therefore, it is safe to assume that we are indirectly confirming the general area of lag persistence between spring and summer, indicated by fig. 9, over the Great Plains.

More importantly, these statistical findings may offer a clue to the long life of drought-producing anticyclones. The evidence suggests that desiccating warm and dry weather over the Plains in spring provides a healthy environment for the lodgement of the upper-level anticyclone in the following summer. Because of the immense complexity of the physical problems involved we can presently only speculate as to the exact physical factors which may come into play. Two ideas come to mind: (1) a dry soil surface absorbs insolation better than a moist one. In fact, some heat is used to evaporate moisture from a wet soil, so that the continental heating which usually helps build an upper level anticyclone, like that over a desert, may thus be reduced; (2) Twomey and Squires [10] have recently shown that marked differences exist in the nuclei and cloud droplet concentration in cumuli over continental (dry land) vs. adjacent maritime areas. They indicate that these differences explain why rain showers form less readily when the nuclei are mainly from dry land sources. The latter condition would prevail in the summer drought circulations over the Great Plains of the United States. Although many factors probably combine to discourage rain following an extended warm dry period, we must not lose sight of the great anticyclonic upper level cell and the sinking dry air which enters its core.

TABLE 3

Summer precipitation as related to temperature and precipitation of the preceding spring over the Great Plains of the United States (totals in italics)

Spring Temp.	Precipitation	Summer Precip.		
		Light	Moderate	Heavy
Cold		53	73	85
	Light	12	18	30
	Moderate	19	24	25
	Heavy	22	31	30
Normal		70	73	65
	Light	28	17	20
	Moderate	27	26	26
	Heavy	15	30	19
Warm		87	63	58
	Light	49	22	14
	Moderate	24	16	22
	Heavy	14	25	22

The effect of spring warmth and dryness on summer precipitation is indicated in table 3. Again the tendency over the Great Plains for dry summers to follow warm dry springs is evident.

4. DROUGHT SPELLS OVER YEARS

The termination of monthly or seasonal drought is almost always related to a major change in planetary wind patterns, during which the centers of action abruptly shift and thereby inaugurate new weather regimes. While these breaks in circulation may occur at any time of year they are especially frequent in early spring and fall when the westerlies are changing latitude and strength most rapidly and when the thermal roles of continent and ocean are reversing [11]. Unfortunately, at these times, breaks may help little in alleviating those droughts which occur at the time of year when the major portion of annual rainfall is climatologically expected.

A most baffling problem is the tendency of drought to recur over successive years, a tendency especially notable in marginal precipitation areas where the major part of the annual rainfall often falls in one season. Some of the striking examples are found in the Southern Plains of the United States and in the Southwest [12].

The year-to-year persistence tendency shows up in a number of statistics. For example, the pattern of lag correlation of 700 mb height from one summer to the next (fig. 10) has maxima placed similarly to those on the chart displaying spring-summer lag correlations (fig. 9). Then again, a contingency table relating summer temperature over the Great Plains to the preceding summer's temperature and precipitation (table 4) shows characteristics not unlike the table for spring to summer (table 2). In other words, warm summers tend to follow warm dry summers of the preceding year, while cool summers tend to follow cool wet summers of the preceding year.

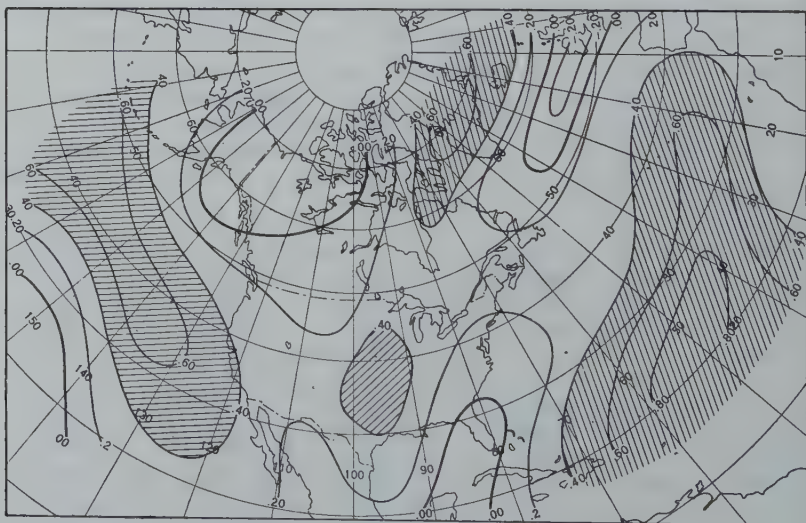


Fig. 10 — Isopleths of lag correlation of seasonal mean 700 mb height between successive summers (period 1933-58). Shaded areas show where correlations exceed the 5% level of significance.

TABLE 4

Summer temperature over the 45 great Plains related to temperature and precipitation of the preceding summer (totals in italics)

Summer		Following Summer Temp.			
Temp.	Precip.	cold	normal	warm	Total
Cold		86	79	46	211
	Light	11	13	7	31
	Moderate	30	17	22	69
	Heavy	45	49	17	111
Normal		73	69	62	204
	Light	16	18	23	57
	Moderate	30	30	18	78
	Heavy	27	21	21	69
Warm		42	58	91	191
	Light	18	33	59	110
	Moderate	16	19	23	58
	Heavy	8	6	9	23

The question arises as to how much of the inter-seasonal correlations and summer-to-summer correlations is due to long-term trends. In order to throw some light on this question, we fitted linear trend lines to average temperatures of the 9-state area for the period of record. The fit of the data to these trend lines yielded correlations of .039 in spring and .024 in summer. Although these values are positive, they are too small to account for the persistence suggested by the contingency tables. It appears, therefore, that inter-seasonal and inter-annual persistence exists, that this is not primarily due to linear trend, and that there are some periods between the very short and very long which must contribute. Unless this circumstance is due to long-period solar influences, it could indicate some conservative characteristics of the soil of the Plains, conservative properties of the sea underlying the oceanic high pressure cells, or both, which survive the changes of intervening seasons between summers.

REFERENCES

- [1] REED, T.R., 1933 : The North American high-level anticyclone. *Mo. Wea. Rev.*, **61**, 321-325.
- [2] REED, T.R., 1937 : Further observations on the North American high-level anticyclone. *Ibid.*, **65**, 364-366.
- [3] WEXLER, H. and J. NAMIAS, 1938 : Monthly isentropic charts and their relation to departures of summer rainfall. *Trans. Amer. Geophys. Union*, **19**, 164-170.
- [4] NAMIAS, J., 1938 : Thunderstorm forecasting with the aid of isentropic charts. *Bull. Amer. Met. Soc.*, **19**, 1-14.

- [⁵] ROSSBY, C.G. and Collaborators, 1939 : Relation between variations in the intensity of the zonal circulation of the atmosphere and the displacements of the semi-permanent centers of action. *J. Marine Res.*, **2**, 38-55.
- [⁶] NAMIAS, J., 1955 : Some meteorological aspects of drought with special reference to the summers of 1952-54 over the United States. *Mo. Wea. Rev.*, **83**, 199-205.
- [⁷] MARTIN, D.E., 1953 : Anomalies in the Northern Hemisphere 700 mb. 5-day mean circulation patterns. AWSTR 105-100, Air Weather Service, U.S. Air Force.
- [⁸] ALLEN, R.A., R. FLETCHER, J. HOLMBOE, J. NAMIAS and H.C. WILLETT, 1940 : Report on an experiment in five-day weather forecasting. *Pap. Phys. Ocean. Meteor., Mass. Inst. Tech. and Woods Hole Ocean. Instn.*, **8**, no 3, 94 pp.
- [⁹] MARTIN, D.E. and W.G. LEIGHT, 1949 : Objective temperature estimates from mean circulation patterns. *Mo. Wea. Rev.* **77**, 275-283.
- [¹⁰] TWOMEY, S. and SQUIRES P., 1959 : The influence of cloud nucleus population on the microstructure and stability of convective clouds. *Tellus*, **11**, 408-411.
- [¹¹] NAMIAS, J., 1952 : The annual course of month-to-month persistence in climatic anomalies. *Bull. Amer. Meteor. Soc.* **32**, 279-285.
- [¹²] FRIEDMAN, Don G. 1957 : The prediction of long-continuing drought in south and southwest Texas. Occasional papers in meteorology, n° 1, The Travelers Weather Research Center, Hartford, Conn.

LENGTH OF PERIODS WITHOUT PRECIPITATION IN HUNGARY

Z. SZIGYÁRTÓ

Research Institute for Water Resources,
Budapest

RÉSUMÉ

L'étude présente les résultats sur la recherche de régularités qui caractérisent le développement annuel de la durée des périodes sans précipitation sur une région caractéristique de la Grande Plaine Hongroise.

A l'aide d'épreuves d'indépendance l'applicabilité des méthodes de la statistique mathématique est éclaircie, puis il est établi sur la base des épreuves d'ajustement, que la distribution de durées des périodes sans précipitation est bien à approcher par la distribution exponentielle.

Enfin la fonction décrivant la changement périodique annuel de la valeur prévisible caractérisant univoquement la distribution est déduite.

Les résultats déduits sont appropriés pour offrir une base aux calculs économiques connexes aux périodes sans précipitation.

SUMMARY

The drought period pertaining to an arbitrary starting instant t_0 is that longest period \bar{G} having the starting instant t_0 , within that time precipitation didn't fall upon the area investigated.

By using this definition, the lengths of the drought periods on a typical area of the *Great Hungarian Plain* can be characterized with a statistical regularity as follows:

The population of yearly observations of the lengths of drought periods referred to a definite starting instant t_0 is such a random sample, the elements of which come—with a good approximation—from the same distribution and are totally independent from each other.

At the same time two lengths of drought periods belonging to two starting instants chosen at will are also random variables of independence if the length of the first period is shorter than the interval between two starting instants chosen.

In connection of the type of distribution it can be laid down as a fact that the distribution of the lengths of drought periods is fairly approachable by the exponential distribution. At last it can be proved that the expected value of distribution has a periodical change in function of the starting instant. This periodical change is fairly approachable with a function consisting of two parts, characterizing the periodicity of half and that of one year:

$$M(t) = a_0 + r_1 \cos [2\pi/365 (t - t_1)] + r_2 \cos [4\pi/365 (t - t_2)]$$

where t is time in days and a_0, r_1, r_2, t_1, t_2 are constants.

Consequently the relations deduced determine unambiguously the statistical regularities, which characterize the occurrence of lengths of drought periods and so they are a suitable basis of calculation of economics connected with the lengths of drought periods.

1. AIM OF INVESTIGATION

It is very important for the industry and agriculture to have water in the amount necessitated and at the right time at their disposal, since both excessive plenty of water and persistent drought have unfavourable effects. Thus, for a production reasonably organized, an estimating of probable occurrences by means of economical calculus is already indispensable.

The aim of this study is directed towards the extension of bases serving the calculation of economics, and within this, to establish relations characterizing the occurrence

of periods without precipitation (or briefly : drought periods) over a typical area of the Great Hungarian Plains.

Of course, the above outlines of the task determine the type of its solution too. For this very reason we shall be satisfied with fairly approximative results, whose practical application isn't hindered by the complexity of the process or the various mathematical difficulties involved.

2. DEFINITION AND BASIC ASSUMPTION

Before investigating laws to be deduced from a disponible set of data, the first step to be done was to clear the bases. We had to define the relationships on the basis of which we could set in order the observed data, further those serving as basic assumption for the deduction of laws.

Thus, the duration of a drought period was defined as follows :

The drought period τ pertaining to the starting point of time $t = t_0$ is the longest one of periods beginning at $t = t_0$, during which no precipitation has fallen over the area investigated.

At the same time referring to our former results [1., p. 144], we supposed that :

The drought period τ pertaining to a starting instant t_0 is such a random variable of continuous distribution which can take any positive finite value, and the distribution function of which is continuous in the function of the starting instant too.

3. ORDER OF THE DATA SET

After clearing up the general relationships we could turn to an investigation of the laws which were deduced from the observed data set. We accepted substantially as a basis of our investigations the observations in Debrecen, extending over 90 years which were already evaluated—although considering other viewpoints—still by A. RÉTHLY in his study about the precipitation conditions of Debrecen [2].

The basis of the further evaluation, however, was not the tabulation of the monthly precipitations given by RÉTHLY, but for this purpose we drew up the values of daily precipitations separately, upon basis of the original records, received by courtesy of the *Hungarian National Meteorological Institute*.

In possession of the daily data of precipitations we could begin to determine the lengths of the drought periods. To determine the effect of the starting instants of the drought periods, we divided the 365 days' year into intervals of 5 days and in the following we counted the lengths of drought periods from the starting points of these intervals of 5 days. (We can see that, as a result of this agreement, the position of the starting instants fluctuated slightly as compared with adequate instants of the astronomical year. However the errors due to this have a value of such a small order of magnitude that it can be neglected when investigating the yearly changes).

The starting instants of the drought periods being fixed, we could begin the evaluation of the data set, i.e. the determination of occurring lengths of the drought periods. At this work, however, two practical viewpoints were emerging :

One of them is that although the observations had an accuracy of 0,1 millimeter yet in the course of their evaluation by mathematical statistics they are rounded off generally to whole millimeters, so the precipitations surmounting 0,5 millimeters (but less than 1 millimeter) may be taken with the value of 1 millimeter, whereas precipitations less than, or equal to 0,5 millimeter may be considered as zero.

By this reason, to insure the harmony of the different precipitation evaluations, we took as a zero value the precipitation of 0,5 millimeter as well. In consequence of that, the lengths of the drought periods were determined by taking in consideration

that they were finished, when the cumulatively summarized values of precipitation which were falling after the starting instant, exceed the critical value of 0,5 millimeter.

The second notice is connected with the lengths of periods without precipitation as well: The daily values of precipitation, which were at our disposal, gave the informations only on which day the values of precipitation cumulatively summarized from the starting instant exceed the critical value of 0,5 millimeter. It is evident, however, that this circumstance didn't causes errors in the computation of distribution parameters when the periods observed were referred to the middle of the one day's class intervals [3., p. 9].

So the evaluation based on dail values could be viewed as if the daily class interval would have been taken up in advance and after that our attention would have tended only to determine the class intervals in which the values observed fell.

4. TEST OF REPRESENTATION AND INDEPENDENCE

Before a further investigation of 73 random samples of the year each having 90-90 elements and each of them being related to different starting instants, it was important to check, whether they were satisfying the usual basic conditions of mathematical statistics, and so it was possible to apply these statistical methods to determine the distribution of the lengths of the drought periods and their characteristics respectively.

At random sampling two conditions are stipulated in the mathematical statistics [1., p. 344]: It is required

the random sample to be representative and

the elements of the random sample to be independent from each other.

The first condition means that the random sample is related in reality to a random variable, the distribution of which we aim to determine; and each element of this random sample may come from the same statistical population. It would have been a long way to investigate this question in every respect. It would have been needed to touch upon the authenticity of the precipitation measurement and the identity of the distribution of observations having come of several years, that means, the question of the climate fluctuation itself.

For that reason we only refer to one of our former results [1., p. 71] according to which the assumption of representativity is justified at random sample connected of the precipitation in Hungary, if the mathematical statistical evaluation is made for application for the calculation of economics.

* * *

We take up now the questions of independence. By the aid of PEARSON's «chi-square» method [3., p. 94], as a first step, the independence of values observed in the subsequent years were investigated and these tests were completed by each random sample being related to the starting instants. The results of these tests are presented in *Figure 1*. This figure demonstrates on the upper diagram the values of probabilities computed in the cases of the several starting instants and on the lower graph values $q^2/(l-1)$ calculated from the mean-square contingency (q^2) for the same instants were shown. According to the key of signs used as shown in the bottom, the values computed on the basis of observations made over subsequent years are joined with a continuous line—in order to give a better view of the situation.

It can be seen that the probabilities are equal to, or smaller than 5 per cent only in 3 instances of 73 cases and the average of all probabilities gives 48 per cent. So the latter approaches very nearly the value of 50 per cent computed on the basis of the theory.

Consequently this computation offered reasons for the assumption of independence

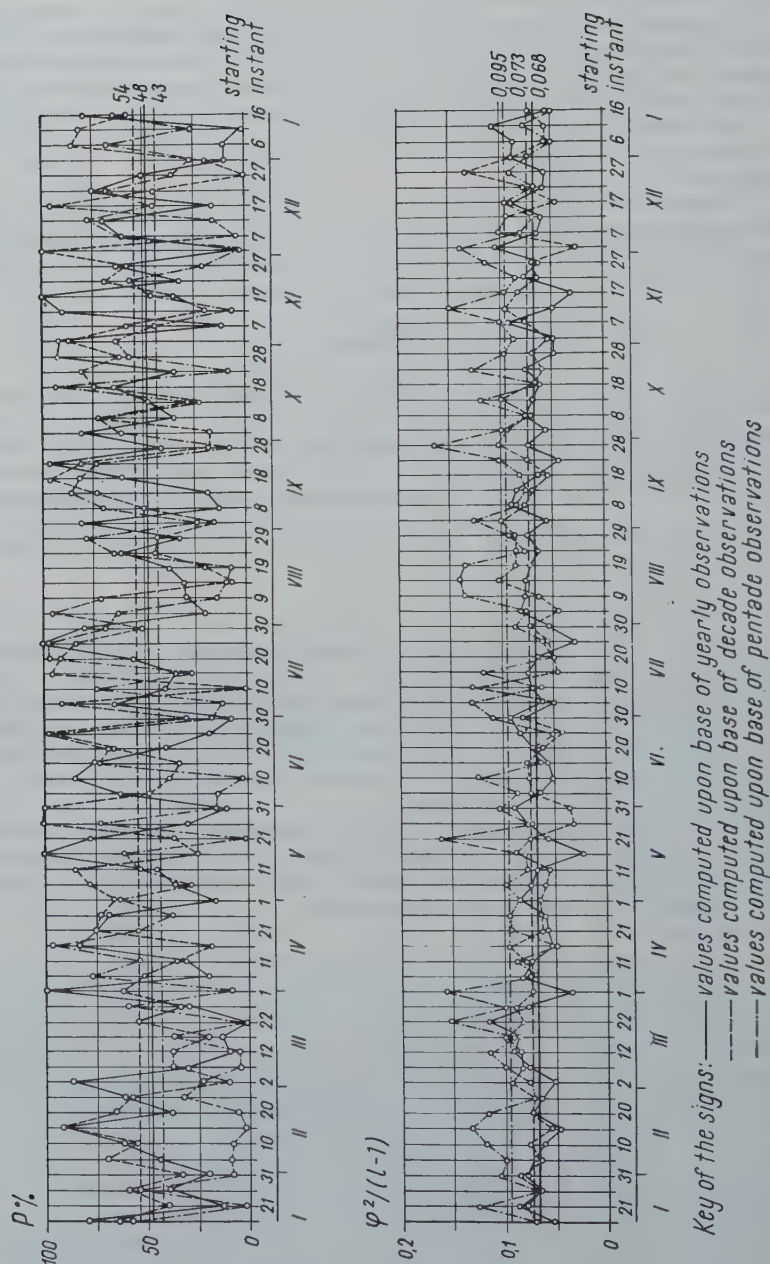


Figure 1 — The results of testing the independence connected with the periods without precipitation by using the PEARSON method.

as related to the observations which were made in the subsequent years and this was supported indeed by the average of $\varphi^2/(l-1)$ giving the value 0,068.

The total independence of the elements of a random sample, however, is more than the independence of the values observed subsequently. For this reason the total independence of the random samples has been controlled as well by the WALD-WOLFOWITZ method [2].

This test was made by using, those 5-5 random samples which have given the best and worst results by the PEARSON tests mentioned. The values of probabilities obtained are presented in Table 1. In this, the informing results computed by the PEARSON test are signed with p_p and the results of the WALD-WOLFOWITZ tests are put in the line of p_w .

TABLE 1

Testing of independence of the periods without precipitation using the method of Wald-Wolfowitz

Sequence according to p_p	The bests					Average
	1	2	3	4	5	
Starting instant	1.IV	16.V	25.VII	17.XI	23.IX	
$p_p\%$	100	100	100	100	96	99
$p_w\%$	65	84	4	18	8	36

Sequence according to p_p	The worsts					Average
	1	2	3	4	5	
Starting instant	11.1	22.III	2.XII	30.VI	12.XIII	
$p_p\%$	1	1	3	8	9	4
$p_w\%$	80	7	7	66	6	31

On the basis of this table one can be convinced that it is right to assume the total independence of the random sample elements referring to yearly observations.

* * *

It is another question, however, what relation may exist between two lengths of drought periods pertaining to two starting instants, following one another immediately.

It is clear that they are not independent from each other on the whole in general. Namely if the length of the drought period pertaining to the former starting instant is longer than the interval between two subsequent instants, then one can compute the length of the drought period pertaining to the second instant and its lower limit, respectively.

It is an open question, however, what the situation might be, if the length of the drought period pertaining to the first instant is shorter than the interval between the two starting points. Or formulating it more precisely : Are two drought periods pertaining to two starting instants succeeding each other, independent random variables with the condition the length of the drought period pertaining to the first starting instant being shorter than the interval between the two instants?

In order to settle the question propounded we tested the independence of values pertaining to observations in every 5 and 10 days. The test results are presented in *Figure 1* according to the principle used for the determination of yearly observed values. The fluctuations of results are represented this time as a function of the data of the first instant.

The diagram shows that the probability is smaller than, or equal to 5 per cent for 3 of all the values of observations per 10 days and for 8 of all the values of observations per 5 days. The averages of the probabilities are 54 per cent in the first case and 43 per cent in the second one. The averages of characteristics determined from the mean-square contingency are 0,073 in the first case and 0,095 in the second.

So the results received give reasons in any way for the assumption : *Two lengths of drought periods belonging to two starting instants arbitrarily chosen, are random variables of independence if the length of the first period is shorter than the interval between the two starting instants chosen.*

5. DISTRIBUTION OF LENGTHS OF DROUGHT PERIODS

After clearing up the questions of evenness and independence it was possible to settle the *type of distribution* and the *periodical changes* of statistics, depending upon date of the starting instants.

As a first step we compiled the frequency distribution of all the 73 random samples and computed the empirical mean values and the empirical standard deviations.

In possession of these statistics, of the empirical mean values and the empirical standard deviations, we had to define the type of distribution as a following step. We know, that according to our basic assumption the length of the drought period with regard to a definite starting instant gives a continuous random variable, which can have any positive finite value. So in the following we had to define the type of the distribution on the basis of this theoretical postulate and relying on the practical observations, that means, on the random samples.

On basis of the frequency distributions it seemed that the following supposition is justified : The distribution function belongs to the family of the chi-square distribution of 2 degrees of freedom, that means, to the exponential distribution.

For this reason, using the formula :

$$f = \frac{M^2(\chi_j^2)}{D^2(\chi_f^2)}$$

—by substituting the expected value with the empirical mean value and the standard deviation with the empirical standard deviation—we determined the approximate values of f of all the 73 random samples.

The values of the degrees of freedom f were $f = 1$ for 19, $f = 2$ for 52, $f = 3$ for 3 random samples from the 73 ones, and at the same time there was no characteristic regularity in the order of succession of the values. So, for characterization of the type of distribution we accepted the value 2 as an average of the 73 values f .

So it seemed, the computation up to this time does verify the assumption that the type of distribution can be at least approximated well enough with the exponential distribution.

In order to settle the question, finally we made use of the tests of good fit as well. For this reason we determined first the only parameter

$$\lambda = \frac{1}{M(\tau)} = \frac{1}{D(\tau)}$$

of the exponential distribution, the distribution function of which is :

$$F(T) = 1 - e^{-\lambda T}$$

According to the λ formula we had two possibilities : We might use the empirical mean value instead of the expected value, or we might operate with the formula con-

TABLE 2
Testing of good fit by the Pearson method

Date	I 1	I 6	I 11	I 16	I 21	I 26	I 31	II 5	II 10	II 15	II 20	II 25	III 2	III 7	III 12
P_A	0	70	79	2	2	9	68	28	46	77	83	93	68	0	60
P_B	0	74	95	8	2	4	78	35	28	80	82	78	17	0	67

Date	III 17	III 22	III 27	IV 1	IV 6	IV 11	IV 16	IV 21	IV 26	V 1	V 6	V 11	V 16	V 21	V 26
P_A	0	7	0	1	5	7	26	4	96	34	18	19	3	47	46
P_B	31	8	1	1	6	2	26	4	95	27	7	77	0	42	52

Date	V 31	VI 5	VI 10	VI 15	VI 20	VI 25	VI 30	VII 5	VII 10	VII 15	VII 20	VII 25	VII 30	VIII 4	VIII 9
P_A	72	2	76	62	30	10	17	3	2	89	95	43	70	90	48
P_B	51	4	57	14	57	54	25	21	0	42	95	36	65	43	56

Date	VIII 14	VIII 19	VIII 24	VIII 29	IX 3	IX 8	IX 13	IX 18	IX 23	X 28	X 3	X 8	X 13	X 18	X 23
P_A	14	33	5	46	4	19	38	5	12	54	9	4	39	2	2
P_B	11	22	6	54	6	26	33	3	3	55	4	3	44	4	4

Date	X 28	XI 2	XI 7	XI 12	XI 17	XI 22	XI 27	XII 2	XII 7	XII 12	XII 17	XII 22	XII 27	average
P_A	1	77	56	6	0	40	44	34	21	31	46	34	78	33
P_B	1	73	72	2	0	34	27	36	19	35	45	24	22	32

P_A results of investigation A

P_B results of investigation B

taining $D(\tau)$, by using the empirical standard deviation instead of this value. Finally we decided to use the empirical mean value, taking into consideration, that when comparing the standard deviations of the empirical mean value and the empirical standard deviation got from a random sample of an exponential distribution, the former one will be smaller.

The distribution functions being established, the tests of good fit were made by the chi-square method of PEARSON.

The values given in percentage are presented in Table 2 in the rows of test series «A». As a result of the computation the probabilities were found smaller than, or equal to the critical 5 per cent in 21 cases of the 73 tests and the average of all probabilities has been 33 per cent.

All this proves that the exponential distribution can be only an approximation in this case. Namely it is hardly possible that there would be such a great number of values of such small percentages turning up at our investigations as a result of statistical fluctuation and also that the difference between the 50 per cent and the average calculated from the results of the 73 tests, would be 17 per cent as an effect of the same cause.

In such circumstances there were two ways of solution to be taken into consideration. Either we had to be satisfied with these results, or we had to went on looking for various other possibilities. We chose the former way saying that the result received—as an approximation—had enough accuracy for our aims and therefore it didn't seem to have reason for complicating the simple relations got by approximation in course of a further rectification of the theory.

So we declare : *The distribution of the lengths of drought periods can be approximated by the exponential distribution .*

* * *

The type of distribution being known we were able to determine the periodical change of the distribution depending upon date of the starting instant. This work was accomplished much easier by having the result of the former investigation : i.e., the distribution of the lengths of drought periods could be approximated by the exponential distribution. This approximation has been advantageous because this distribution function had only one parameter, which could be calculated immediately from the expected value of the distribution, and so when the changes of the expected values were defined, the task set was practically finished.

By plotting the yearly change of the expected value (Figure 2) a periodicity of half years seemed to be definitely recognizable, although the consecutive values were fluctuating well enough.

The results of closer investigations also justified the assumption, that these irregular fluctuations are not characteristic singularities, but they could be regarded as a result of the statistical fluctuations, thus the yearly course of change of the average could be approximated by a continuous function.

At last, on the basis of the polygon plotted, it was possible to arrive to a conclusion, that besides a half-year period there had to be a period of a year as well decreasing still more the June minimum of the half year period and increasing its' minimum of December, and so we tried to approximate in the function of the starting instant the course of yearly change of the expected value with a periodical function consisting of parts for a periodicity of half year and of one year.

The computation was made on basis of the least-squares' method [6] and so we got values for the constants of the function

$$M(t) = a_0 + r_1 \cos \left[\frac{2\pi}{365} (t-t_1) \right] + r_2 \cos \left[\frac{4\pi}{365} (t-t_2) \right]$$

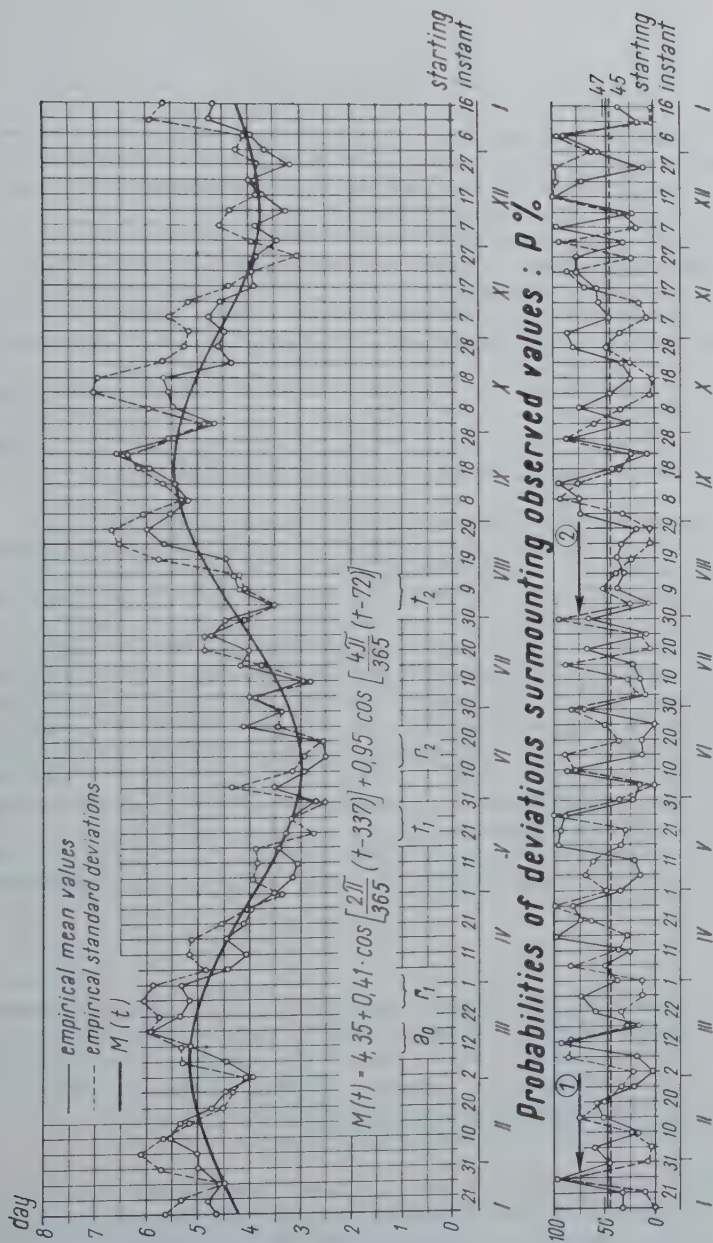


Figure 2 — Mean values and standard deviations.

as follows :

$$a_0 = 4,35, \quad r_1 = 0,41, \quad r_2 = 0,95, \quad t_1 = 337, \quad t_2 = 72$$

This would mean that the values of the periodical function above determined, fluctuate about 4,35 days as a mean value. The maximum of fluctuation of the one-year period falls (when taking the terminus of 7^h a.m. of the precipitation observation into consideration) at the end of the 337th day of the year, that is, for a year starting at 7^h a.m. January 1, at 7^h a.m. December 4, and the first maximum of half-year period ensues at the end of the 72nd day of the same year, that means, at 7^h-a.m. of March 14. We note as matter of interest that the two maximums of the resultant fluctuation are around the equinox of spring and autumn.

In the function, the value t is evidently to be substituted in days.

In order to characterize numerically the authenticity of approximation, three kinds of tests were accomplished.

Firstly the standard deviation of the differences between the empirical mean values and those got by adjustment became determined. Secondly, we investigated the differences between empirical mean values and those got by adjustment and then we determined the probability of occurrence of differences exceeding these values in respect to their absolute values, assumed that the only reason of these divergences be the statistical fluctuation [8., p.72]. Thirdly, the latter investigation was made (having now exponential distribution) in connection of the empirical standard deviation as well.

The standard deviation of differences between empirical mean values and those got by adjustment became 0,55. This approximated very fairly the value 0,46 which resulted as an estimate for average standard deviation of the empirical mean values.

For the second and third test series we assumed that the expected values and standard deviations equalled to values which came from the function $M(t)$ and by computing probabilities we took into consideration that the differences were arising from random samples of 90-90 elements. The results of this calculation are presented on the lower part of *Figure 2*. The values, shown here, are supporting in every respect the authenticity of the function got by adjustment. As a result of testing of the empirical mean values, the probabilities were smaller than, or equal to 5 per cent only for 4 values from the 73 and their average gave 47 per cent, at the same time; while by testing the empirical standard deviation 9 values were smaller than, or equal to 5 per cent and the average was 45 per cent.

Thus, the function $M(t)$ describes very well the yearly periodical changes of the expected value and the standard deviation, according to all the results of the control tests.

* * *

Up to present it was stated, by direct employment of the empirical mean values that the distribution of lengths of drought periods can be fairly approximated by the exponential distribution, then — also on basis of the empirical mean values — the regularity of the yearly periodical change of the expected value was determined, which unambiguously characterized the distributions.

Finally we had to make some other investigations as an integral part of the latter work.

First of all, the idea was raised : How the results of tests of good fit behave, when instead of empirical mean values coming from the random samples, the corresponding expected values computed from the function $M(t)$ were substituted.

In order to settle the question, the tests of good fit were completed for all the 73 random samples anew. Using the test of PEARSON again, we got results presented in the row «B» of *Table 2*.

It is to be seen that values of the probabilities, got by two different ways give wholly concordant results. The test serie «B» didn't alter substantially the view formed in course of the test serie «A».

* * *

As a last task it was important to investigate what the difference between the results of tests of good fit might be, when instead of PEARSON's method (which was developed really for discret distributions) the tests by the method of KOLMOGOROV developed for continuous distributions were accomplished [3., p. 98].

In order to settle this question, the 6-6 distributions having best, and worst fitting according to test «B» were picked out and for these ones, probabilities of testing of good fit were determined by the KOLMOGOROV method as well.

The results obtained are presented in Table 3 while Figures 3 and 4 show the two best and worst distributions from those mentioned in the table. These figures

TABLE 3

Comparison of the values of probabilities as results of testing of good fit by using the Pearson and Kolmogorov methods

Sequence according to p_P	The bests						Average
	1	2	3	4	5	6	
Starting instant	11.1	26.IV	20.VII	20.11	15.XI	25.IX	
p_P %	95	95	95	82	80	78	88
p_K %	94	97	100	78	100	58	88

Sequence according to p_P	The worsts						Average
	1	2	3	4	5	6	
Starting instant	16.V	10.VII	7.III	20.I	7.XI	27.III	
p_P %	0	0	0	0	0	1	0
p_K %	16	1	6	4	4	10	7

present the expected value computed from function $M(t)$, the curve of the exponential distribution function, the relative frequencies pertaining to the class intervals and the probability got by the test «B».

Making a comparison between probabilities computed by PEARSON's (p_P) respectively by KOLMOGOROV's (p_K) method (Table 3) it is noticeable that for distributions having the best fit, both testing methods offered the same results, while at worst ones Kolmogorov's method gave much better values.

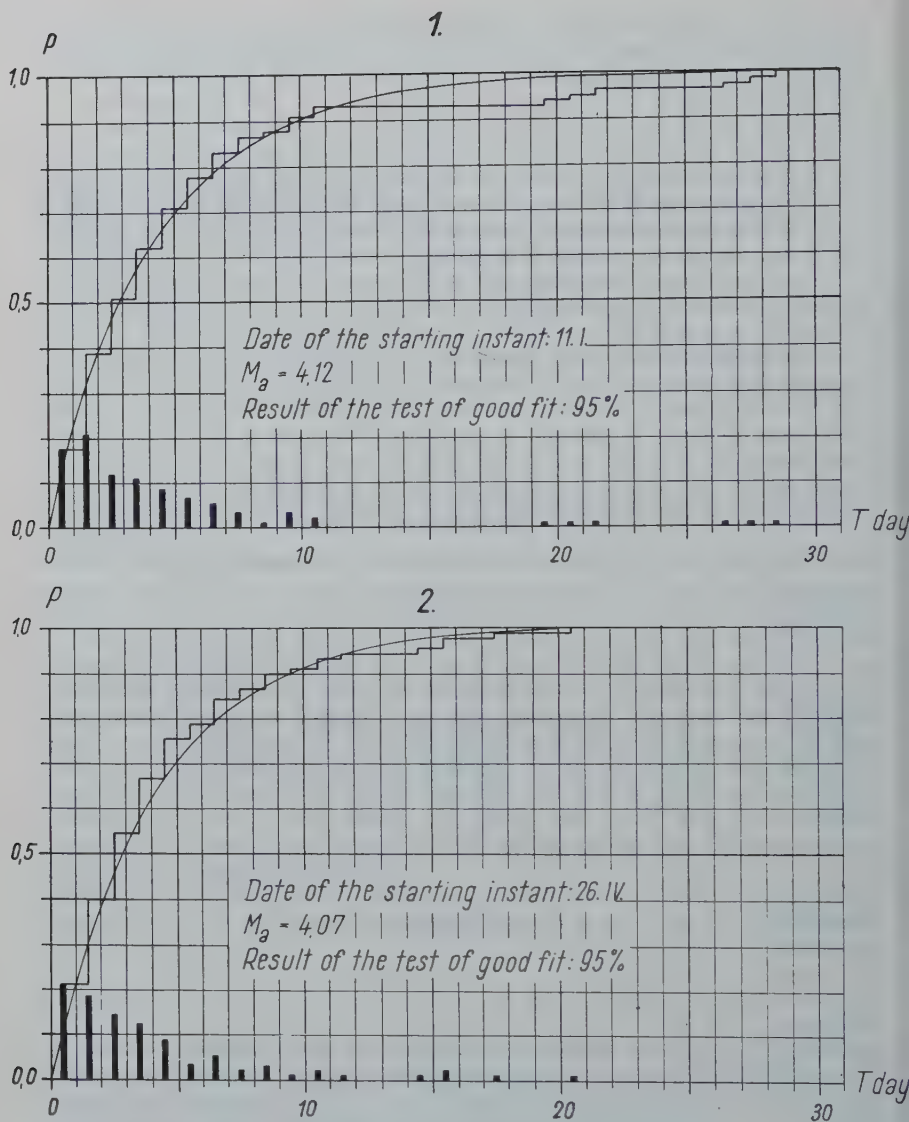


Figure 3 — Tests of good fit .Distributions with the best results.

All of them gave much better reasons to state that the distribution of lengths of drought periods is fairly to be approximated by an exponential distribution and the change of the expected values is truly described by the function $M(t)$.

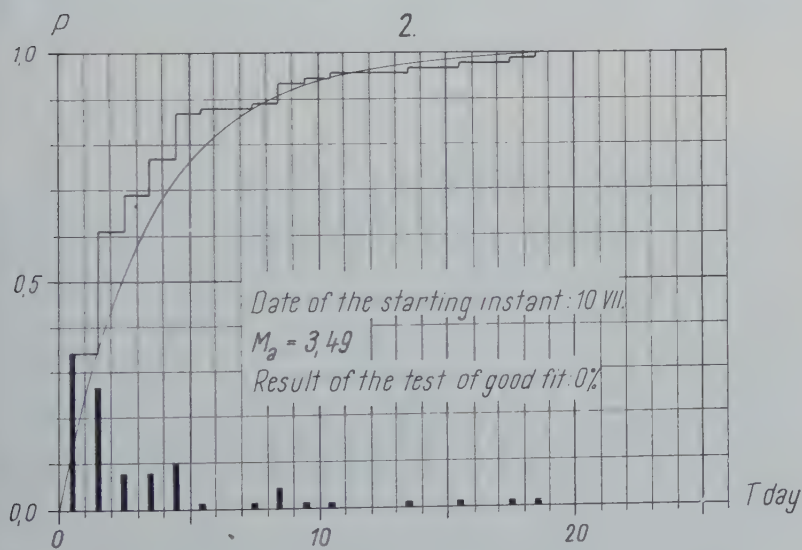
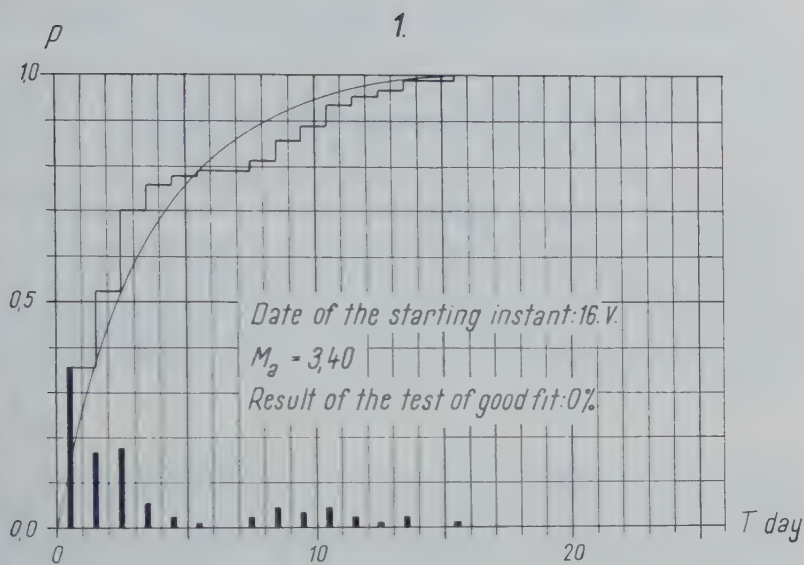


Figure 4 — Tests of good fit. Distributions with the worst results.

REFERENCES

- [1] SZIGYÁRTÓ Z. : Statisztikus törvényszerűségek a csapadék évi járásában. Kandidátusi disszertáció. (Statistical regularities in the yearly changes of the precipitation. Candidate thesis). Budapest, 1956.

- [2] RÉTHLY A.: Debrecen csapadékviszonyai 1854-1943. (*Precipitation conditions in Debrecen 1854-1943*). Magyar Országos Meteorológiai és Földmágnassági Intézet Hivatalos kiadványa. Magyarország Éghajlata sorozat I. szám. Budapest, 1945.
- [3] SZENTMÁRTONY T. : Matematikai statisztika a műszaki gyakorlatban. (*Mathematical statistics in the engineering practice*). A Mérnöki Továbbképző Intézet kiadványai. Matematika 6. szám. Tudományos Könyvkiadó N.V. Budapest, 1950.
- [4] RÉNYI. : Valószínűségszámítás. (*Probability theory*). Tankönyvkiadó. Budapest, 1954.
- [5] A. WALD, J. WOLFOWITZ. : An Exact Test for Randomness in the Non-Parametric Case Based on Serial Correlation. *The Annals of Mathematical Statistics*. Baltimore. XIV. V. 1943., p. 378-380.

CALCULATED SOIL MOISTURE DEFICITS IN THE DRY SUMMER OF 1959 AND FORECAST DATES OF FIRST APPRECIABLE RUN-OFF

J. GRINDLEY, Meteorological Office, London

SUMMARY

During the summer of 1959 the period May to September was unprecedented in its dryness over England and Wales and many water supply authorities, particularly in the north and west of the country experienced difficulty in maintaining supplies. An attempt was made to estimate the extent to which such depletions would be made good (assuming average rainfall and evaporation from October 1959) and the dates at which appreciable run-off would first contribute to impounding reservoirs. Comparisons are made of forecast dates (corrected month by month) and actual dates.

RÉSUMÉ

Pendant l'été de 1959 la sécheresse de la période mai-septembre était sans précédent en Angleterre et au Pays de Galles. De nombreux Services des Eaux, surtout dans le nord et dans l'ouest du pays, ont eu des difficultés à assurer l'approvisionnement d'eau. On a essayé d'évaluer le degré de réduction des réserves d'humidité du sol et de prévoir les dates où de telles réductions seraient restituées (en supposant des précipitations et évaporation moyennes à partir d'Octobre 1959) et les dates où des débits appréciables commenceraient à contribuer aux réservoirs. L'auteur fait des comparaisons entre les dates prévues (corrigées mois par mois) et les dates observées.

1. INTRODUCTION

In common with many other countries of northern Europe, the United Kingdom experienced remarkably dry weather in the summer of 1959. After rather wet spring months, March and April, the dry weather began over most of the country in May and continued until mid-October. In the period May to September 1959, general rainfall over England and Wales amounted to 185 millimetres only, compared with an average of 364 millimetres. This is easily the driest period May to September over England and Wales in a series which extends back more than 200 years to 1727 ⁽¹⁾. The nearest approach to a period May to September as dry as that of 1959 was in 1750 when the total for those months was 206 millimetres. Over Northern Ireland, too, the period May to September was the driest on record but in this case comparable records extend as far back as 1900 only. Scotland on the other hand did not experience quite such unprecedented dry weather, mainly owing to a rather wet June and July, and it is necessary to go back only as far as 1955 to find a drier period May to September. The relative rainfall deficiency was by no means uniform over the United Kingdom. The driest areas were parts of southern England, eastern East Anglia, eastern England from the South Midlands to the Tyne valley, western Wales and the Tweed and Dee valleys in Scotland. In all of these areas less than 20 per cent of average annual rainfall was recorded (Fig. 1).

The worst effect of the dry weather was felt, naturally, by water supply authorities. Already, by the end of June nearly 100 authorities out of approximately 600 in England and Wales were imposing restrictions (mainly slight) on consumers and the position became steadily worse as the summer progressed. Towards the end of the summer a number of inquiries were being received from authorities about the dry weather and in particular when a permanent and substantial increase in run-off could be expected.

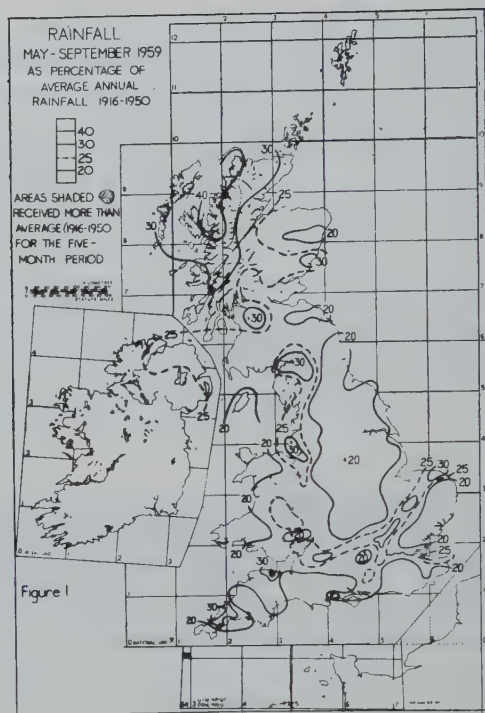


Fig. 1.

It was considered that the best way of making such a forecast would be to estimate soil-moisture deficiency at the end of September and to assume *average* evaporation and rainfall in subsequent months. The date at which increased permanent run-off was established would then be the date at which the soil-moisture deficit was made good although there would, of course, be surface run-off with sufficiently high intensity rains particularly in areas where soil-surfaces had become dried and hard. Forecasts of dates of increased run-off could be modified at the end of each subsequent month in the light of actual rainfall and evaporation in that month.

The investigation is regarded primarily as experimental but if successful it could be developed as a regular programme with month by month book-keeping and predicted dates could be given within a few days of the end of each month.

2. METHOD OF ESTIMATING SOIL-MOISTURE DEFICIENCIES

It was assumed initially that all soils would be at field capacity at the end of April. This assumption was probably not far from the truth over most parts of the country because the summer of 1958 was very wet and the critical spring months March and April 1959 were wet over England and Wales.

As a first step towards calculating soil moisture deficiencies, potential evaporation from a vegetated cover for each of the months May to September was calculated for 73 stations in the United Kingdom where observations of temperature, vapour pressure, sunshine and wind speed were available. The method used in calculating evapo-

Figure 2

Positions of stations used
in Tables 1 and 2

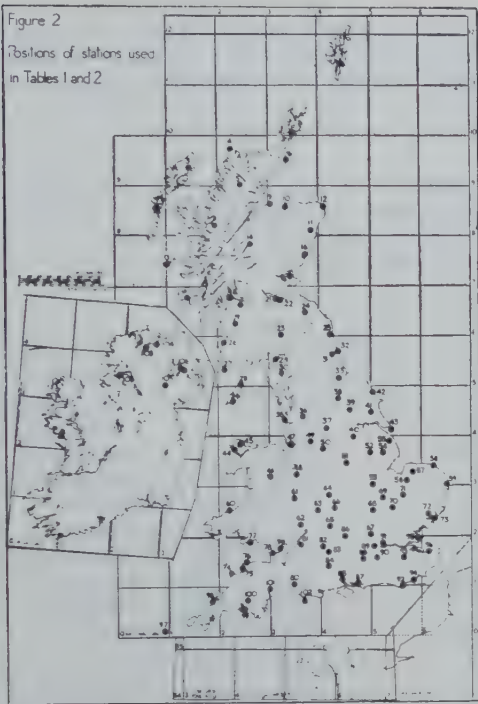
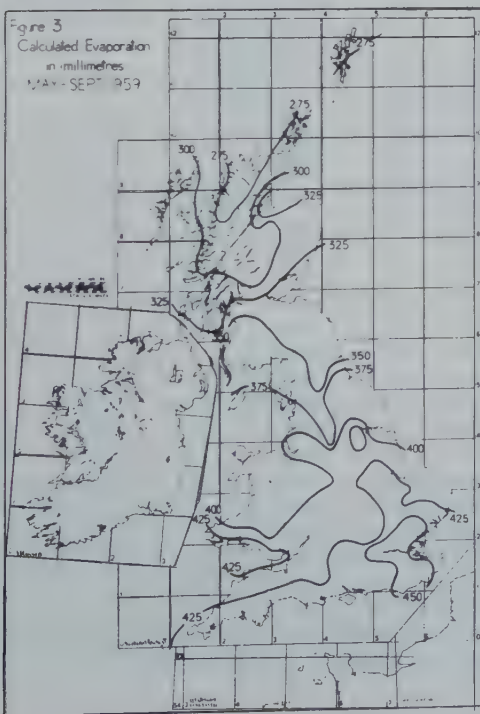


Figure 3

Calculated Evaporation
in millimetres
MAY - SEPT 1959



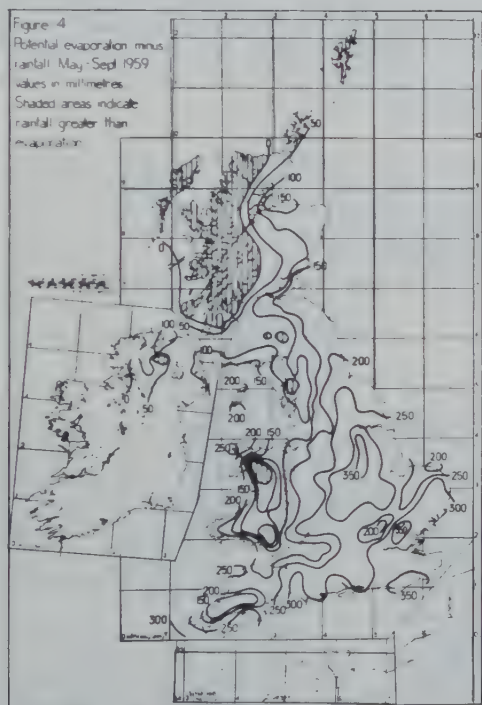
ration was that developed by Penman ⁽²⁾. Accumulated potential evaporation for the five months May to September is shown in Figure 3. In general values increase from less than 275 millimetres in northern Scotland to more than 450 millimetres in south-eastern England. These values, which are not much less than the annual average, are shown in Table 1.

TABLE 1

Calculated evaporation from a vegetated surface May-September 1959

Station No	Name	mm.	Station No	Name	mm.
1	Lerwick	277	56	Marham	424
2	Grimsetter	290	57	West Raynham	409
3	Stornoway	305	59	Gorleston	406
4	Cape Wrath	262	60	Aberporth	396
6	Wick	282	62	Ross-on-Wye	422
7	Benbecula	315	63	Pershore	414
9	Kinloss	345	64	Birmingham Airport	401
11	Dyce	307	65	Little Rissington	391
12	Ratray Head	307	67	Bovingdon	409
13	Tiree	317	68	Cardington	404
15	Leuchars	348	69	Wyton	445
17	Rhuvaal	315	71	Mildenhall	414
19	Prestwick	368	73	Felixstowe	432
20	Renfrew	348	74	Hartland Point	409
21	Turnhouse	330	75	Chivenor	424
23	Eskdalemuir	338	77	Mumbles	437
25	Acklington	348	78	Rhoose	427
27	Mull of Galloway	343	81	Bristol	411
28	Point of Ayre	384	82	Lyneham	422
29	Silloth	366	84	Boscombe Down	414
32	Tynemouth	345	86	Abingdon	411
33	Middleton St. George	384	87	Thorney Island	429
34	Ronaldsway	384	88	South Farnbrgh.	396
35	Blackpool	394	89	London Airport	465
37	Huddersfield	363	90	Gatwick	427
38	Dishforth	401	92	Eastbourne	475
40	Finningley	434	93	West Malling	462
41	Leconfield	381	95	Shoeburyness	429
43	Spurn Head	378	97	Scilly	414
44	Valley	394	98	St. Mawgan	429
47	Speke	406	99	Plymouth	439
48	Shawbury	378	101	Exeter	422
49	Manchester Airport	417	102	Portland Bill	439
51	Watnall	404	104	Ballykelly	333
52	Waddington	419	106	Aldergrove	330
53	Wittering	434	107	Belfast (Nutts Corner)	338
55	Manby	396			

For a number of stations (a selected list is given in Table 2), estimates of potential evaporation were taken from Figure 3. The difference (evaporation minus rainfall) for the period May to September 1959 was then evaluated for all stations in Tables 1 and 2. Isopleths conforming to these values are shown on Figure 4. The location of all stations in Tables 1 and 2 are indicated in Figure 2. It is evident from Figure 4 that rainfall exceeded evaporation only in north-western Scotland, the higher parts of the Southern Uplands of Scotland, the English Lake District, the Snowdon area of North Wales and locally in the western part of Northern Ireland. The greatest deficits occurred in east Midland counties of England, south-eastern England and the eastern part of East Anglia, where evaporation exceeded rainfall by more than 300 mm.



It is clear that, in general, in areas such as these, potential evaporation is unlikely to have been attained and it is necessary to consider how far actual evaporation fell below potential. To answer this question adequately it would be necessary to know the moisture holding capacity of soils and vegetation characteristics in the vicinity of each station. These in general are unknown and in any case would be likely to vary quite extensively in the neighbourhood of a station. It was decided therefore to adopt, for all stations, an assumption about the root constant similar to Penman's ⁽³⁾ by taking an average value everywhere of 125 millimetres. This implies that 125 millimetres of water can be taken easily from the soil by evaporation, a further 25 millimetres with less ease and any amount beyond 150 millimetres with great difficulty so that the maximum extractable amount will be about 165 millimetres. This maximum probably over-estimates available soil moisture in thin, poorly vegetated soils (where, however, evaporation minus rainfall is unlikely, in general, to attain a value as high

as 165 millimetres) and to under-estimate it on thick, forested soils. In forecasting the date of resumption of substantial run-off, therefore, the maximum soil-moisture deficit at any station has been taken as 165 millimetres.

3. METHOD OF FORECASTING DATE OF PERMANENT, SUBSTANTIAL RUN-OFF

Table 2 shows, for some of the stations indicated in Figure 2, soil moisture deficit at the end of September 1959, estimated average monthly rainfall and evaporation at each station in subsequent months and the month in which the soil moisture deficit would be made good if average rainfall and evaporation were in fact experienced in these months. The letters N.D. signify no deficiency in October 1959.

These forecast dates are shown in Figure 5. The shaded areas in this and subsequent Figures indicate an excess of rainfall over evaporation. At the end of September, the latest forecast date for making good any soil moisture deficit was February, in an area of Cambridgeshire.

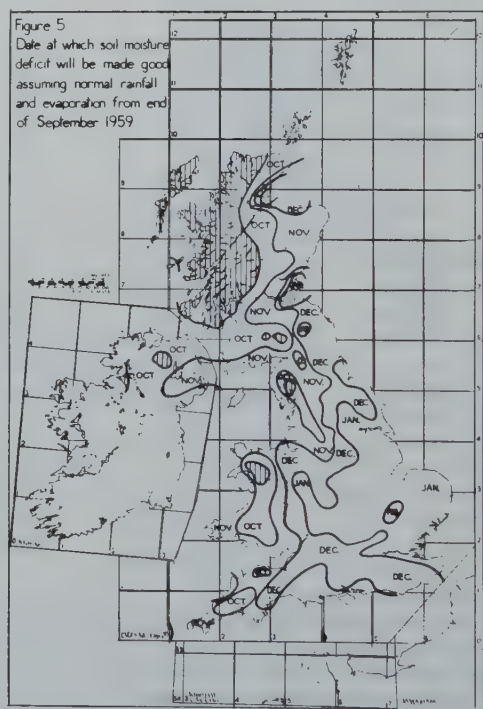


Table 3 shows forecast dates of making good the soil moisture deficit for each month from October 1959 onwards. An adjustment is made to the estimation of soil moisture deficit at the end of each month by replacing average rainfall for the month by the amount of rainfall which actually occurred. To save computation time, it was found necessary to continue to use estimates of average evaporation in each month rather than calculating evaporation. Since evaporation in winter months is low, it was hoped that this would not affect forecast dates unduly.

TABLE 2

Estimated soil moisture deficit in months subsequent to September 1959

Stn. No.	Name	Soil moisture deficit Sept. 1959	Average		Estimated soil moisture deficit October 1959	Average		Forecast soil moisture deficit November 1959	Average		Forecast soil moisture deficit December 1959	Average		Forecast soil moisture deficit January 1960	Average		Forecast soil moisture deficit February 1960	Month in which deficit becomes nil
			October 1959			November 1959			December 1959			January 1960			February 1960			
			Rainfall	Evaporation		Rainfall	Evaporation		Rainfall	Evaporation		Rainfall	Evaporation		Rainfall	Evaporation		
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
3	Stornoway	—	112	18	—													N.D.
5	Glenrossal	—	127	18	—													N.D.
6	Wick	61	79	18	—													Oct.
8	Ratagan	—	214	18	—													N.D.
10	Fochabers	157	79	18	96	74	8	30	46	5	—							Dec.
13	Tiree	8	129	18	—													Oct.
14	Dalwhinnie	—	142	18	—													N.D.
16	Montrose	102	79	18	41	71	8	—										Nov.
18	Greenock	—	188	18	—													N.D.
22	Edinburgh	165	71	20	114	61	8	61	53	5	13	64	3	—				Jan.
23	Eskdalemuir	—	165	18	—													N.D.
24	Marchmont	165	84	20	101	76	8	33	62	5	—							Dec.
26	Colmonell	94	127	18	—													Oct.
30	Keswick	46	178	20	—													Oct.
31	Newcastle	165	66	18	117	66	8	59	63	3	—							Dec.
36	Stonyhurst	89	135	20	—													Oct.
39	York	165	56	20	129	61	8	76	51	3	28	58	3	—				Jan.
42	Scarborough	165	56	20	129	63	8	74	63	5	16	63	3	—				Jan.
45	Llanerchymedd	165	117	23	71	112	10	—										Nov.
46	Lake Vyrnwy	8	175	23	—													Oct.
50	Buxton	165	127	18	56	127	8	—										Nov.
54	Horncastle	165	63	20	122	66	10	66	58	5	13	61	3	—				Jan.
58	Cromer	165	63	20	122	69	8	61	58	5	8	58	3	—				Jan.
60	Aberporth	165	119	23	69	119	10	—										Nov.
61	Bromfield	165	76	25	114	79	10	45	71	5	—							Dec.
66	Wellesbourne	165	58	23	130	61	10	79	51	5	33	58	3	—				Jan.
70	Cambridge	165	51	20	134	53	8	89	43	5	51	48	3	6	36	8	—	Feb.
72	Ipswich	165	61	28	132	63	10	79	56	5	28	56	3	—				Jan.
76	Ilfracombe	165	112	23	76	109	10	—										Nov.
79	Cardiff	165	114	20	71	109	10	—										Nov.
80	Beaminster	165	104	28	89	122	10	—										Nov.
83	Marlborough	165	86	23	102	91	10	21	89	5	—							Dec.
85	Southampton	165	84	25	106	91	10	25	86	5	—							Dec.
91	London	165	61	25	129	64	10	75	56	5	24	58	3	—				Jan.
94	Hastings	165	84	23	104	91	10	23	78	5	—							Dec.
96	Herne Bay	165	66	23	122	68	10	64	53	5	16	53	3	—				Jan.
97	Scilly	165	91	25	99	91	10	18	89	5	—							Dec.
100	Princetown	147	231	25	—													Oct.
103	Londonderry	81	122	18	—													Oct.
105	Armagh	102	84	18	36	74	8	—										Nov.
108	Belleek	—	118	18	—													N.D.

Stn. No	Name	October 1959				November 1959				December 1959			
		Actual Rainfall mm	Estimated evaporation mm	Estimated soil moisture deficit mm	Forecast date when s.m.d. becomes nil	Actual Rainfall mm	Estimated evaporation mm	Estimated soil moisture deficit mm	Forecast date when s.m.d. becomes nil	Actual Rainfall mm	Estimated evaporation mm	Estimated soil moisture deficit mm	Forecast date when s.m.d. becomes nil
3	Stornoway	142	18	—									
5	Glenrossal	150	18	—									
6	Wick	102	18	—									
8	Ratagan	300	18	—									
10	Fochabers	102	18	73	Dec.	97	8	—					
13	Tiree	150	18	—									
14	Dalwhinnie	188	18	—									
16	Montrose	79	18	41	Nov.	135	8	—					
18	Greenock	180	18	—									
22	Edinburgh	43	20	142	Jan.	114	8	36	Dec.	69	5	—	
23	Eskdalemuir	160	18	—									
24	Marchmont	63	20	122	Dec.	125	8	5	Dec.	84	5	—	
26	Colmonell	173	20	—									
30	Keswick	221	20	—									
31	Newcastle	48	18	135	Jan.	119	8	24	Dec.	74	3	—	
36	Stonyhurst	145	20	—									
39	York	43	20	142	Jan.	71	8	79	Jan.	76	3	6	Jan.
42	Scarborough	46	20	139	Jan.	92	8	55	Dec.	81	5	—	
45	Llanerchymedd	140	23	48	Nov.	206	10	—					
46	Lake Vyrnwy	218	23	—									

TABLE 3
Estimated soil moisture deficit in months subsequent to October 1959

Stn. No	Name	October 1959				November 1959				December 1959			
		Actual Rainfall mm	Estim- ated evapor- ation mm	Estim- ated soil moisture deficit mm	Forecast date when s.m.d. becomes nil	Actual Rainfall mm	Estim- ated evapor- ation mm	Estim- ated soil moisture deficit mm	Forecast date when s.m.d. becomes nil	Actual Rainfall mm	Estim- ated evapor- ation mm	Estim- ated soil moisture deficit mm	Forecast date when s.m.d. becomes nil
50	Buxton	114	18	69	Nov.	150	8	—	Jan.	89	5	15	Jan.
54	Horncastle	43	20	142	Jan.	53	10	99	Jan.	89	5	2	Jan.
58	Cromer	51	20	134	Jan.	56	8	86	Jan.				
60	Aberporth	158	23	30	Nov.	231	10	—	Dec.	162	5	—	
61	Bromfield	76	25	114	Dec.	117	10	7	Jan.	92	5	—	
66	Wellesbourne	58	23	130	Jan.	53	10	87	Mar.	76	5	48	Feb.
70	Cambridge	36	20	149	Feb.	38	8	119	Jan.	84	5	25	Jan.
72	Ipswich	43	28	150	Jan.	56	10	104					
76	Ilfracombe	152	23	36	Nov.	226	10	—					
79	Cardiff	140	20	45	Nov.	125	10	—					
80	Beaminster	99	28	94	Nov.	109	10	—					
83	Marlborough	58	23	130	Dec.	84	10	56	Dec.	200	5	—	
85	Southampton	79	25	111	Dec.	97	10	24	Dec.	165	5	—	
91	London	51	25	139	Jan.	63	10	86	Jan.	86	5	5	Jan.
94	Hastings	86	23	102	Dec.	152	10	—					
96	Herne Bay	63	23	125	Jan.	99	10	36	Dec.	99	5	—	
97	Scilly	114	25	76	Nov.	142	10	—					
100	Princetown	221	25	—									
103	Londonderry	122	18	—									
105	Armagh	99	18	21	Nov.	81	8	—					
108	Belleek	199	18	—									

Figure 6

Date at which soil moisture deficit will be made good, assuming normal rainfall and evaporation from end of October 1959

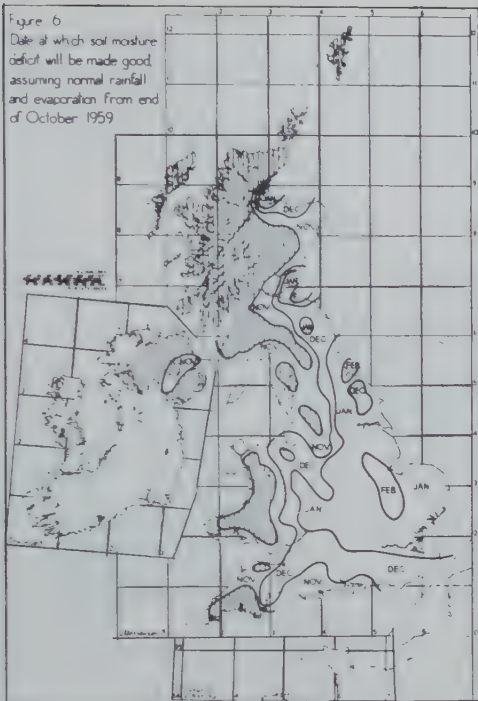
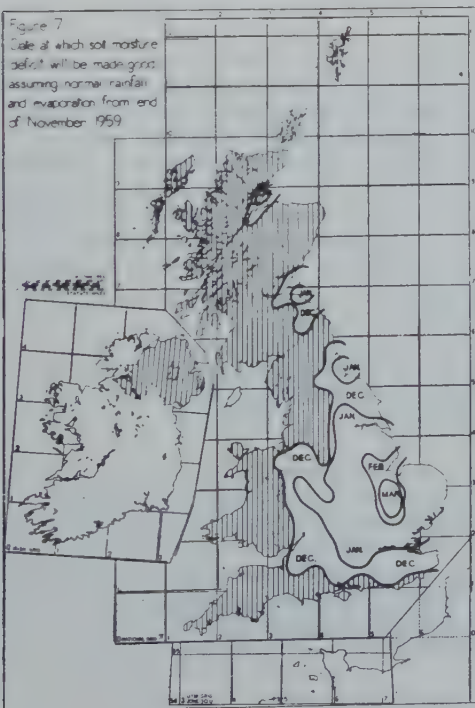
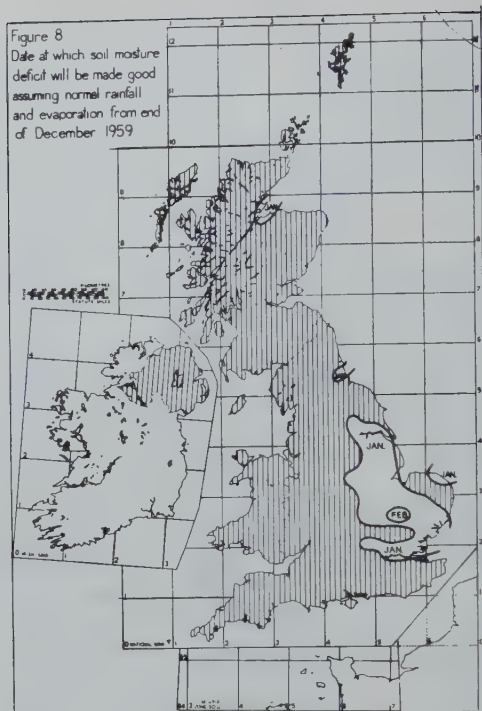


Figure 7

Date at which soil moisture deficit will be made good, assuming normal rainfall and evaporation from end of November 1959





Forecast dates from the end of October are shown in Figure 6, from the end of November in Figure 7 and from the end of December in Figure 8. In general, the Figures show a surprising consistency with the areas of no deficiency extending south-eastwards as the year progressed, largely as forecast, until by the end of December only parts of the east Midlands, East Anglia and the lower Thames valley and relatively small areas in Durham and on the shores of the Moray Firth were still affected by apparent soil moisture deficits. An interesting feature of Figures 6 and 7 is that the area in Cambridgeshire and the Fen district which at the end of October was forecast to have no deficiency by February was at the end of November forecast to have its deficiency continuing until March; this reflects less than average rainfall in these areas in October and November.

4. COMPARISON OF FORECAST DATES WITH OBSERVED DATES OF APPARENT RESTORATION OF SOIL MOISTURE LEVELS.

Some difficulty was experienced in obtaining data to show whether forecast dates of full restitution of soil moisture were confirmed by actual dates. In general, deep wells show a lagged response to incidence of rainfall and data from such wells are not suitable for the present inquiry. Shallow wells near Petersfield (Hampshire) and Lancing (Sussex) showed a marked rise in levels in December 1959 — on 7th-9th at Petersfield and 22nd-24th at Lancing. At both places the forecast date of marins good soil moisture deficit was December.

The Thames Conservancy reported on 22nd December 1959 that most streams

TABLE 4

Comparison of forecast date of restitution of soil moisture with apparent date

River	Gauging Point		Area Sq. Km	Apparent Date of Appreciable Run-off	Forecast Date at end of		
	Name	County			Sep.	Oct.	Nov. Dec.
Wingham	Durluck	Kent	33	13.11.59	Dec.	Dec.	—
Bowl Bridge	Bowl Bridge	Kent	21	13.11.59	Dec.	Dec.	—
Alde	Farnham B.	Suffolk	65	*	Jan.	Jan.	Jan.
Deben	Kettleburgh	Suffolk	122	*	Jan.	Jan.	Jan.
Thames	Teddington	Middlesex	9870	7.12.59	D.-J.	D.-J.	—
Taf Fechan	Reservoir	Brecknock	34	17.10.59	Oct.	—	—
Ewden Beck	Morehall	York W.R.	26	10.11.59	Nov.	Nov.	—
Weaver	Audlem	Cheshire	202	26.11.59	Dec.	Dec.	—
Dart	Austins Bridge	Devon	248	17.10.59	Nov.	—	—
Medway	Weir Wood Res.	Sussex	27	— **	Dec.	Dec.	—
Tyne	Barrasford	Northumberland	1044	26.10.59	Dec.	N.-D.	—
Elan	Caban Coch	Radnor	184	16.10.59	Oct.	—	—
Ribble	Croasdale	York W.R.	10	17.10.59	Oct.	—	—

* Still dry weather flow in November 1959. ** Still dry weather flow in December 1959.

not on chalk or limestone began to flow in the fourth week of November and that by mid-December the chalk and limestone streams had shown a tendency to increased flow except where issuing from deep strata. The forecast date for the Thames was January in the north of the basin and December in the south at the end of each of the months September, October and November but by the end of December, estimated soil moisture deficit was nil over all but the extreme lower part of the basin. Further useful data provided by the Thames Conservancy was :

a) that a well to the north of Marlborough was still falling between 30th November and 14th December (forecast date of restitution of soil moisture was December in each of the months September, October and November).

b) that saturation point in the London Clay at Odiham (Hampshire) was reached on 6th December (forecast date was December).

Attempts have also been made to compare forecast dates of restitution of soil moisture with dates apparent from flow records. The results are shown in Table 4 for several catchment areas.

There are a number of difficulties inherent in such a comparison. For example, over a sufficiently large catchment area, soil moisture deficits may be restored to field capacity as early as October in upland areas where rainfall in general will be greatest and soil moisture capacity may be less than the assumed value of 165 millimetres, but in the lower reaches of the catchment area soil moisture deficit may not be made good until December. In such a case, there should be a slight but steady contribution to run-off from October in the upper basin with an increasing contribution from down-stream areas as the year progresses. In the present inquiry, it has been judged that run-off has significantly increased when daily flow first exceeds and continues to exceed three times the minimum dry weather flow recorded in the summer of 1959. This is purely a conventional figure with no theoretical basis and hence is rather unsatisfactory. For many of the areas listed in Table 4, however, the increase in run-off was sudden and marked. Agreement between observed and forecast dates is fairly good. In about half the areas significant run-off had not appeared earlier than the month forecast in September 1959; in four areas it had appeared one month earlier (with the Thames at Teddington a doubtful case) and in one area it had appeared two months earlier than forecast.

Acknowledgement is due to the Director-General, Meteorological Office for permission to present this paper and to the Geological Survey, the Surface Water Survey of the Ministry of Housing and Local Government and to many Water and River Board Engineers who made data available through the Surface Water Survey.

REFERENCES

- (1) NICHOLAS F.J. and GLASSPOOLE J. General monthly rainfall over England and Wales 1727 to 1931. *British Rainfall*, London, 1931, p. 299.
- (2) PENMAN H.L. Natural evaporation from open water, bare soil and grass. *Proc. Roy. Soc. A.*, London, 1948, 193, p. 120.
- (3) PENMAN H.L. The water balance of the Stour catchment area. *J. Inst. Wat. Eng.*, London, Vol. 4, p. 457.

CYCLIC REGULARITIES OF THE GENERAL MOISTURE SUPPLY IN THE SEMI-ARID ZONE OF THE U.S.S.R.

A.V. SHNITNIKOV

1. The term «general moisture supply» of a region implies the condition of all water resources of the latter, both atmospheric and hydrospheric, resulting from the interaction of their components.

Various components of the general moisture supply, such as precipitation, river discharge, the level of lakes, and water table, may serve as its indicators. Under the conditions prevailing in the semi-arid zone the condition of its lakes, as reflected in the variations of their level, should be adopted as the best indicator of the general moisture supply. The reasons for it would be the absence of outflow, the small depth and size of the lakes, all this contributing to their prompt response to even minor variations of the general moisture supply as a whole.

2. The semi-arid zone of the U.S.S.R. embraces large areas primarily in the south-western and partly in the southern regions of the Asiatic territory of the U.S.S.R. as well as in the south-east of the European part of the country. These, now well-settled areas are marked by considerable fluctuations of the condition of their water resources and general moisture supply. Since the general moisture supply of these areas is subject to periodical decrease to aridity, an expedient development and administration of their economy, farming in particular, involve certain difficulties.

3. Fluctuations of the general moisture supply, with the latter directly affecting the condition of the utilized water resources, are characterized by a well defined cyclic variability which may be designated as «intrassecular», the most typical and well pronounced cycles being those of 20 to 50 years, known as Brückner's cycles. In the river discharge, shorter cycles, i.e. 5 to 9 years long or less, are to be observed.

4. Consisting of two principal phases transgression and regression, complete cycles of intrasecular variability develop in time with fairly well defined regularity. These two phases are divided by a less pronounced translation phase. The transgressive phase is considerably shorter than the regressive, but it is much better defined and is rapid and vigorous in its development; the regressive phase develops slowly and inertly. These two phases are a regular feature of all cycles: short and long; intrasecular and multiseccular. The basic concept of these phases is of great importance as it aids in understanding the general trend in the further development of the current condition of the general moisture supply of an area under consideration.

5. The cyclic recurrence, or intrasecular variability, is an important factor in studying general moisture supply variations since it allows to determine the «rate» of any of its components. This circumstance makes it possible to use relatively short series in order to determine the «rate». Specifically, this may be applied to the «rate» of variations in the level of lakes as an indicator of the «depth» of an intraseccular variability cycle.

6. Variation amplitudes for individual components of the general moisture supply, i.e. precipitation, the level of lakes, and water table, as indicators of the variability phenomena of the general moisture supply, are an important factor in determining the regularities of the latter.

7. As indicated above, the principal cycle of intraseccular variability, i.e. Brückner's cycle, in the semi-arid Zone generally ranges from 20 to 50 years. However, short cycles (20 to 27 years long) are considerably less frequent here than long cycles (over

35 years long). Thus, the typical cycles of the semi-arid zone are those of 30 years or more.

8. Conversely, westward on, the duration of intrasecular cycles of general moisture supply diminishes. Thus it decreases to 23-35 years for variations in the level of lakes and discharge of rivers of the Ladoga basin, and to 9-15 years for lakes and rivers of Scandinavia. For instance, the duration of cycles in the discharge of the Niemen ranges within 15 to 22 years.

9. Analysis shows that river discharge and variations in the level of lakes in Scandinavia are in good agreement with cycles of solar activity expressed in Wolf's numbers. At the same time, the intrasecular variability of the general moisture supply of the semi-arid zone does not manifest any well defined dependence on variations in solar activity.

10. The intrasecular variability of the general moisture supply of the semi-arid zone, developing in Brückner's cycles, may be interpreted as resulting from the interaction of 11 year cycles of solar activity with the underlying surface. In other words, being transformed by the interaction with the underlying surface of the area, the effect of 11-year cycles of solar activity leads to the appearance in the general moisture supply phenomena of cyclic rhythms which differ from the original rhythms. The duration of cycles depends primarily on the capacity of the underlying surface to respond promptly to the effect of solar activity. This capacity, in turn, depends on a number of factors, viz. the continentality of the area, the size of the basin under study, the general or specific character of the underlying surface and its previous condition, etc.

Within the same area, water bodies with different duration of intrasecular cycles may be encountered, e.g. the lakes of Kazakhstan, Lakes Balkhash and Aral.

Thus, the nature of Brückner's cycle may find explanation in its being determined by the effect of solar activity transformed by the action of the underlying surface. This circumstance may aid in working out scientifically based technique of forecasting intrasecular variability of the general moisture supply of various regions in the semi-arid zone.

11. The knowledge of the nature of intrasecular variability of the general moisture supply, of its components and causes is an important factor for successful long-term planning and administration of economy in the regions where it is particularly manifest. This necessitates a profound study of the regularities outlined in order to elaborate methods for their forecasting.

SPRING RUN-OFF IN ARID REGIONS

M.F. SRIBNY

Professor, Doctor of Technical Sciences
U S S R

1. In arid regions with a snow cover, the run-off of spring floods often equals the yearly run-off, inasmuch as very rare rains of these regions do not provide any run-off owing to a great water absorption by the soil cover.

2. A determination of spring-flood elements in these regions is important from the point of view of their utilization, for estimates of water conducting installations and as an defense from inundations which can be dangerous in these areas.

3. A study of spring floods on the territory of the Soviet Union has been carried out on the basis of a theoretical analysis in coordination with natural data. As result methods have been worked out of determining rates and expenditures of floods. It has been established that in arid regions the formation of floods is accompanied by greater losses in run-off, than in other areas.

4. Appraisal of natural data and analysis of run-off ratios obtained permitted to distribute their computed values throughout the territory.

5. On this basis for arid regions an analytical method of snow floods computation can be applied, which has been worked out for the entire territory of the Soviet Union. According to this method the rate and maximum expenditure of the floods are determined depending upon the following factors : total area of the drainage system, average width of the catchment area of the main stream, length of the main stream from the water divide up to the locking gate, computed longitudinal bed gradient, height of water reserves in the snow, irregularity parameter of snow melting on the territory, repetition parameter of expenditures and run-off ratio.

6. A practical application of the method does not encounter any difficulties, because some of the listed elements are determined by known data on the catchment area while the other part, according to the isoline map and tables.

LOW WATER FLOW CURVES FOR SOME STREAMS IN THE VENETIAN ALPS

Prof. Ing. Egidio INDRI

RÉSUMÉ

On examine les données quotidiennes du débit dans trois cours d'eau typiques des Alpes de la Vénétie, pour établir, d'une manière empirique, une loi susceptible de fournir les valeurs futures des débits disponibles dans les périodes où il n'y aurait pas de précipitations.

Le problème est particulièrement intéressant pour ce qui concerne les prévisions pour l'exploitation de dérivations destinées à l'industrie ou à l'irrigation. Pour les cours d'eau examinés on a trouvé une expression du type :

$$q_j = \frac{1}{at_j} + q_0$$

On signale l'opportunité de soumettre à des études de ce genre d'autres cours d'eau ce qui fournirait probablement la possibilité de formuler une loi générale concernant le phénomène.

It is important to be able to calculate in advance the low water flow of a stream during a fairly long period of absence of precipitations, in order to establish a schedule of utilization for industrial or irrigational purposes, taking account of the needs and supplies. It is therefore useful to make a first-hand experimental study of the bases for estimating the presumable flow of a stream during a long period of drought.

The problem has obvious analogies with other phenomena of exhaustion of which there are many other examples in nature, so that some authors have compared it to the residual discharges of a condenser; but the actual stream flow is conditioned by the complex of physical conditions of its drainage area. Although these allow the phenomenon to be set within a more general frame, they qualify in different ways the actual numerical value and the series of successive figures.

An estimate of the influence of the physical conditions of the drainage area is part of the practical problem; these physical conditions can then be used to put the bases for a general study.

The experimental stage is therefore indispensable, for collecting purely empirical data for immediate, local use; from the analogical interpretation of the data and their systematic analysis, laws can then be deduced for an a priori estimate of the figures for different situations, to be used in general formulas. On subject, the studies of Giandotti, Pallucchini, Zunini, De Marchi, Maillet, Pantle are to be remembered among many others.

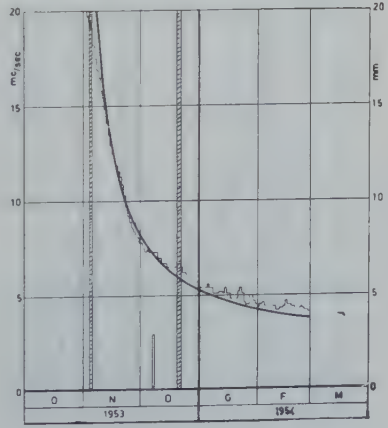
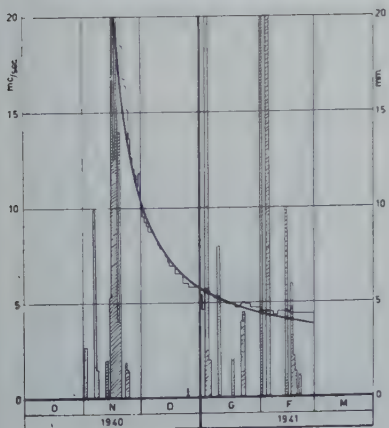
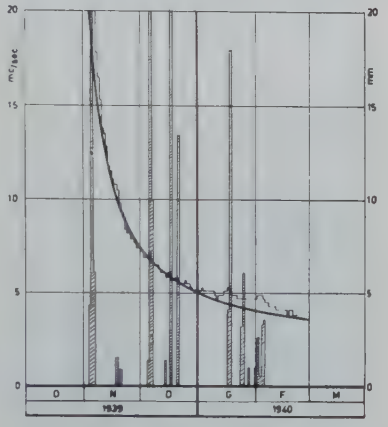
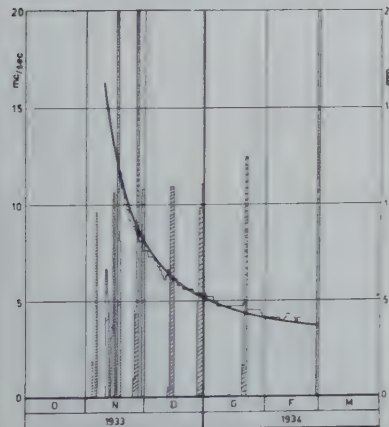
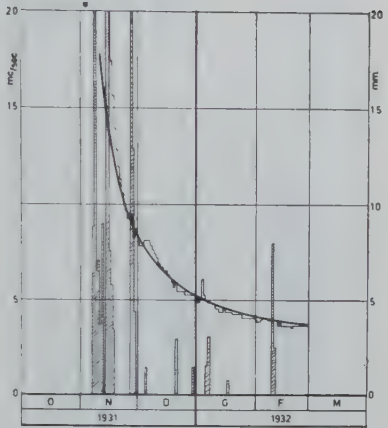
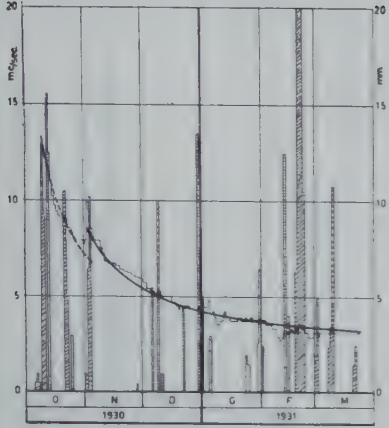
The present study concerns three streams in the Venetian Alps which have features typical of the region. It must also be noted that the aim of the present study is not to estimate the extreme minimum flow of the streams, which is an exclusively statistical study, but to determine the complete course of the low water flow in order to be able to compute beforehand the presumable sequence of discharges after a set time from a given situation, provided considerable precipitation does not occur in the meantime.

The streams studied are the Cellina, the Boite and the Cison; they have the following basic features in the sections chosen for study.

The runoff of the Cellina has been measured since 1906 at the intake of the Cellina hydroelectric plant. The drainage area of the section is 424 sq.km, and the section is approximately 425 m above sea level. The highest altitudes, usually coinciding with the watershed, are over 2 000 metres. The soil is mainly semi-pervious and the mean

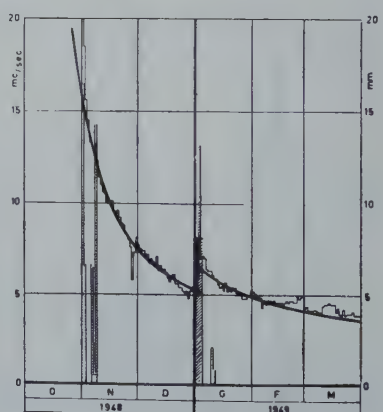
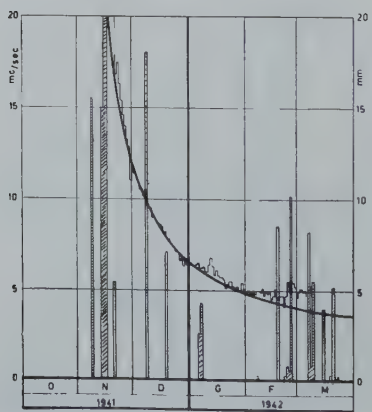
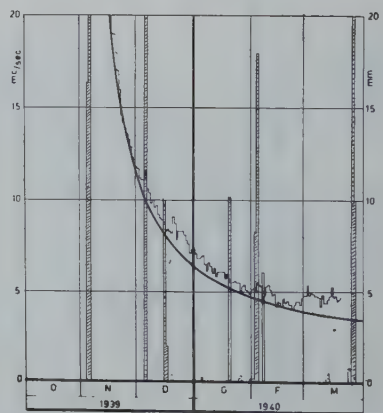
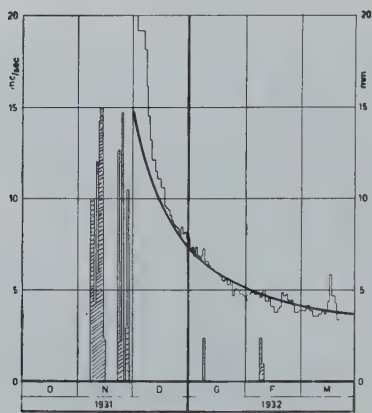
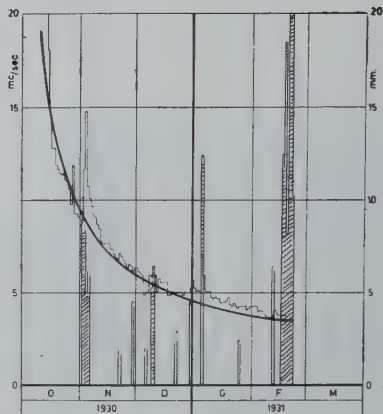
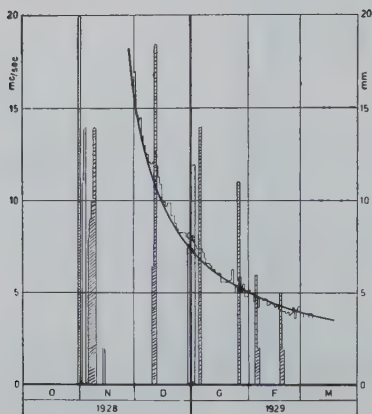
BOITE A VODO

$$q_i = \frac{1}{0.0048 t_i} + 2.00$$



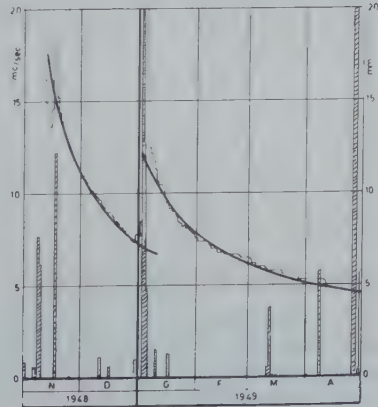
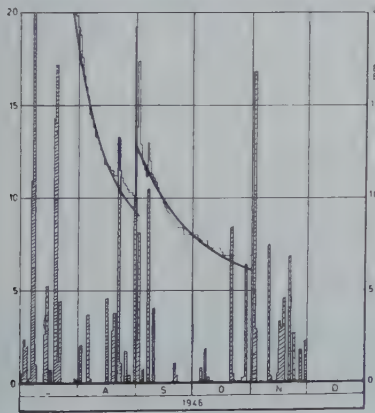
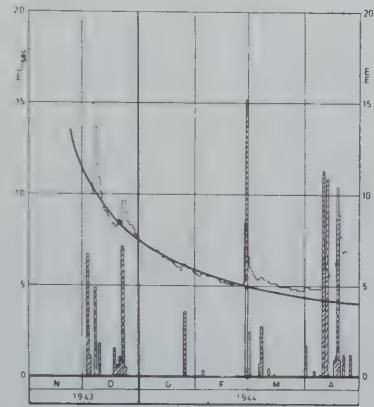
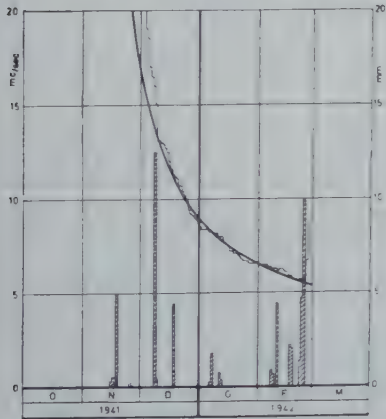
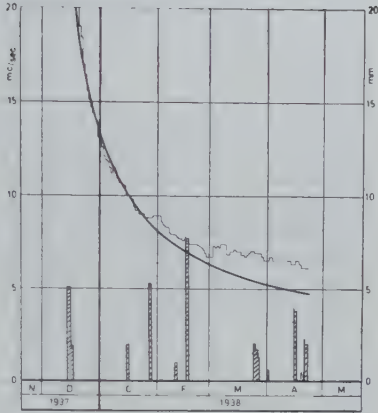
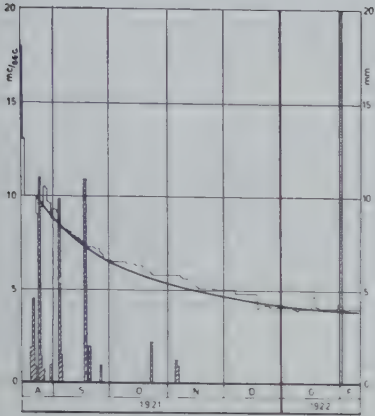
CISMON A PONTE SERRA

$$q_i = \frac{1}{0,0032 \ t_i} + 1.35$$



CELLINA ALLA DIGA

$$q_i = \frac{1}{0.0025 \ t_i} + 2.00$$



annual precipitation less about 2 000 mm, usually distributed more or less irregularly throughout the year : often there is a period of no or reduced precipitation, mainly in the form of snow, from the beginning of January until the end of March or early April; in the period from July to October there are frequent showers of rain. It is thus unusual to find periods of at least 200 consecutive days without considerable precipitation.

Since 1926 the runoff of the Boite torrent has been measured at the Vodo gauging station at an altitude of about 830 metres, and this section has a drainage area of 325 sq. km. The highest points are nearly 3 000 metres above sea level, along the edge of the drainage area; the area is semi-pervious and the mean annual precipitation is about 1 300 mm. During the winter the fairly frequent precipitation is nearly all in the form of snow and has no direct action on the low water flow, although it influences the spring thaw flow and the underground streams which partly determine the summer low water flow. The summer minimum flow is usually in August and September.

Since 1919 the Cismon torrent has been measured at the Ponte della Serra dam at an altitude of 391 metres. Its drainage area is 491 sq. km, and the maximum altitudes are over 2 500 metres. The area is fairly pervious and the mean annual precipitation is about 1 500 mm. There are two low water periods, the winter one occurring with greater frequency and regularity, partly because the precipitation is mainly in the form of snow. The summer low water period is often broken by periods of rain, so that there are seldom long periods with a steady decrease of runoff.

In the hydrographs attached, the curves of the daily runoff for the periods considered are shown and the corresponding precipitation derived from measurements made at the pluviometric stations in the drainage area.

Having thus found the low water periods, it was tried to express all the runoff data of several years in a single curve. In this way one can compute beforehand, with sufficient exactness for ordinary practical purposes, the run-off expected, starting from a given date after at least ten days' drought, in order to permit a certain «steadiness» of the stream flow when it is no longer fed by rain or by ground water stored in the top stratum of soil of the drainage area.

Using this curve, typical of all three streams, the point which corresponds to a particular situation can be established. When this point has been found, it is possible to establish from the curve itself the expected runoff after 10, 20, 30, 40... days, provided there is no considerable precipitation in the meantime.

After making the necessary numerical calculations on the previously discovered curves, it was found that all of them, for any year, can be represented by the following formulas :

$$\text{Cellina :} \quad q_t = \frac{1}{0.0025 \, t_t} + 2.00$$

$$\text{Boite :} \quad q_t = \frac{1}{0.0048 \, t_t} + 2.00$$

$$\text{Cismon :} \quad q_t = \frac{1}{0.0032 \, t_t} + 1.35$$

in which the q_t are given in m³/sec, and t_t in days.

The formal aspect of these expressions is somewhat different from the exponential one of the general low water curves, presumably because the low water periods of streams are conditioned by a series of factors which affect the drying up of waters in the drainage area.

Several hypotheses have been put forward about the formation and possible

amount of underground storage water, and the ways in which it feeds a stream. Unfortunately, although the problem has been brilliantly formulated in theory, generally agreeing with the essence of the phenomenon, it is uncertain to establish a value of the numerical parameters of the various elements which condition the real amount of runoff and its variation at different periods, should it be estimated a priori, because it is difficult to draw from direct measuring the experimental base which enables to fix such a value.

For practical purposes it seems better to set an empirical low water flow curve for each stream from which it will be possible to calculate in advance the runoff expected during a low water period.

In the present case, the runoff q_T in cubic metres per sec to be expected after a period of T days from the date when a runoff q_0 was recorded, after a certain period without precipitation, can be computed with the aid of expressions I) suitably adapted as follows :

Cellina :

$$q_T = \frac{400}{T + \frac{400}{q_0 - 2.0}} + 2.0$$

Boite :

$$q_T = \frac{208}{T + \frac{208}{q_0 - 2.0}} + 2.0 \quad (11)$$

Cismon :

$$q_T = \frac{313}{T + \frac{313}{q_0 - 1.35}} + 1.35$$

In the hydrographs attached, the curves representing n. I set of formulas are drawn for each year. It can be seen at once that they are satisfactorily close to the figures of the daily runoff actually recorded during fairly long low water periods without precipitation.

Although these formulas are altogether empirical, they are valid generally for each of the three streams studied; the criterion described here may serve as an indication if the formulas are extended analogously to other situations.

The present study may be of some interest in this limited sense; should it be extended to a sufficient number of other drainage areas, and a comparative study made of their different physical conditions, empirical formulas could be made for general application.

METHODS OF QUANTITATIVE ESTIMATION OF LINGERING DROUGHTS ON RIVERS

KRITSKY S.N. & MERKEL M.F.
U S S R

1. The report deals with some methods of quantitative interpretation of the lingering droughts on rivers.

2. The observed sequences of dry years seems to refute the conception that the annual flow values may be considered as statistically independent variates. A tendency appears to form protracted dry and wet cycles of years.

3. In the USSR the sequences of annual river flow are usually considered as Markov chains. The correlation coefficient r between the flow of adjacent years characterises the rate of their interrelation. Usually the simple Markov chains are applied. Only the immediately adjacent years are assumed to be directly interacting. Thus the correlation coefficients between the annual flows separated by n intermediate years equal r^{n+1} .

Formulae have been published (1946) to estimate the statistics of annual flow variations considered as simple Markov chains.

The formulae are :

a) the best estimate of standard deviation

$$\sigma = \frac{S}{\sqrt{1 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)}}}$$

Here S — the sampling standard deviation calculated from the samples of n values

b) the standard sampling error of the mean

$$\sigma_x = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{2}{n} \cdot \frac{r}{1-r} \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}$$

c) the interrelation between the sampling estimate r_b and the best estimate r of the correlation coefficient

$$r_b^a = \frac{r^2 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)} \cdot \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}{1 - \frac{2r}{n(n-1)(1-r)} \cdot \left(n - \frac{1-r^n}{1-r} \right)}$$

4. The sampling estimates of correlation coefficients between the adjacent annual flows of each separate river are not accurate. The available gauging records do not supply with samples sufficiently large to secure accurate estimation.

However these coefficients have shown positive values for the overwhelming majority of analysed river flow records. The mean value of the correlation coefficient for examined rivers of the USSR is $+0.24$. Only 4 values were found negative, all 4 being close to zero. This fact corroborates the tendency to form dry and wet cycles of years.

5. The probability methods of analysing the river flow data and of ascertaining

the necessary storage are applied in the USSR since the early 30th. Primarily the increased frequency of lingering droughts was not taken into account. The annual component of required storage was calculated in the assumption that the annual flow values may be treated as independent variates. The results of such treatment showed in general a satisfactory accordance with the practical experience. Therefore the methods based upon the above mentioned assumption became generally accepted.

6. Afterwards the necessity became clear to make in certain cases adjustments for the interrelation between the annual flows of adjacent years.

The interest to the phenomenon was especially stimulated by the 8 year protracted drought of the period 1933-1940. This cycle of dry years embraced many rivers of the European and Asiatic territories of the USSR. The duration and rate of deficiency of flow of this drought are practically inconceivable from the standpoint of random variations.

7. An attempt has been made to clear up the secular frequency of such extraordinary droughts as that one mentioned above. The research was based mainly on the 70 year flow records of the river Volga. The 139 year data of the river Niemen, the most protracted in the USSR were also examined.

Three methods of investigation have been used.

Firstly, the observed numbers of groups of 1,2 etc., consecutive dry or wet years were compared with their expectations derived theoretically provided the annual flows vary independently.

Secondly, an attempt has been made to compare the flow observed during the dry period of 1933-1940 with the random variations of the 8 year means. Thirdly the sampling correlation coefficients between the adjacent years have been examined, in order to find out in what degree the high values of these statistics were due to the inclusion of the extra-ordinary drought.

8. The conclusions of the research are as follows :

a) the observed alternation of the annual flow values does not confirm the assumption of their statistical independence. The tendency for grouping is pronounced;

b) the protracted drought on the river Volga observed in the thirtieth is to be considered as an extraordinary phenomenon. The secular frequency of such droughts seems to be far below than once in a century;

c) the intrusion of the lingering dry period influenced the sampling estimates of the correlation coefficient between the adjacent annual flow values. The true value of this coefficient is probably near to 0.3.

EXAMEN DES BASSES EAUX

W. LASZLOFFY

Docteur des Sciences Techniques
Institut de Recherches de Ressources Hydrauliques, Budapest

RESUME

1.1. L'examen statistique des eaux basses — spécialement s'il est fait dans le but de planifier l'utilisation de l'eau, par exemple pour l'irrigation — doit se faire en tenant compte de leurs moments de production, de leur durée et de leur intervalle de répétition (fig. 1). Un exemple d'analyse statistique de l'intervalle de reproduction est donné par la fig. 2. Ici — au point de vue de la navigation — les basses eaux d'hiver et celles des périodes libres de glace sont traitées séparément.

1.2. En examinant les conditions de débits et en les déterminant d'après les niveaux d'eau sur la base de la courbe des débits, nous devons tenir compte de l'impossibilité d'application de la partie inférieure de la courbe des débits (à cause des modifications du lit de la rivière) ainsi que l'influence de la végétation et de la glace. D'autre part, nous devons laisser de côté les eaux extraordinairement basses se produisant durant des temps très courts par suite de causes naturelles ou artificielles. La base d'une planification est généralement le débit moyen de 5, 7, 10 ou 15 jours des périodes les plus sèches. On doit prendre en considération combien de jours l'insuffisance d'eau disponible peut se produire au total et d'une façon ininterrompue au cours d'une année. Quand le débit de basses eaux est modifié par suite d'une intervention humaine au cours des années considérées, la plus grande attention doit être donnée au contrôle de l'homogénéité des données.

2. Les formules pour l'évaluation des débits de basses eaux ne peuvent pas et ne doivent pas considérer les nombreux facteurs qui jouent un rôle décisif dans l'emménagement souterrain et par conséquent dans la quantité d'eaux basses.

Pour l'estimation peut être utilisé un diagramme, construit sur la base des valeurs déduites de données d'observation, de la relation entre le débit moyen Q_{\min} pour une longue période et le débit moyen de basses eaux \bar{Q}_m . Sur ce diagramme, les rapports \bar{Q}_m/Q_{\min} sont représentés en fonction de la surface du bassin F (fig. 4). La carte montrant la formation de l'écoulement spécifique (fig. 5) ne convient guère pour les territoires karstiques. Un tel diagramme peut facilement perdre sa valeur avec le développement de l'économie de l'eau.

SUMMARY

1.1. At the statistical examination of low waters—especially if it takes place for the purpose of planning some water use, irrigation e.g.—the time of their occurrence, their duration, and their recurrence intervals must be taken into consideration as well (fig. 1). Example for the statistical analysis of recurrence interval is given by fig. 2. Here—from navigation's point of view—the low waters of winter and of ice-free periods are treated separately.

1.2. Examining discharge conditions and determining them from the water stages on basis of the discharge curve, we have to reckon with the unreliability (because of river bed changes) of the lower section of the discharge curve, as well as with the influence of vegetation and ice. Besides, we must leave out of consideration extraordinarily low waters of a short time occurrence taking place in consequence of natural or artificial causes. Basis of planning is generally the mean discharge of driest 5, 7, 10 or 15 days period. It is to be taken into account that how many days may the water deficiencies last on the whole and uninterruptedly within a year. As the low water discharge can in consequence of human intervention change in the course of years, great attention is to be paid to the control of the homogeneity of data.

2. The formulae for computing low water discharge do not and cannot consider the numerous factors which play a decisive role in the undersurface storage and thus in the quantity of low water. For estimation may serve a diagram constructed on basis of the values, computed from observation data, of the relation between the long-period mean water discharge (\bar{Q}_m) and the average low water discharge (Q_{\min}), on this the \bar{Q}_m/Q_{\min} ratios are represented in function of the surface of the catchment area (F) (fig. 4). The map showing the formation of the specific run-off (fig. 5) does not hold good for karstic territories. With the development of water economy such diagrams may easily lose their validity.

Alors que d'innombrables études hydrologiques traitent de la description des crues, de leurs débits et du calcul des débits maxima des cours d'eau, de l'étiage il n'existe presque aucune littérature. Ce n'est que de nos jours à la suite de l'utilisation croissante des eaux, que les hydrologues s'y intéressent.

Outre le *débit d'étiage*, important non seulement du point de vue des utilisations, mais de celui de l'introduction des eaux polluées aussi, il est indispensable de connaître pour les cours d'eau de quelque importance, eu égard aux besoins de la navigation, de la prise et de l'introduction d'eau, *les niveaux de l'étiage*.

En ce qui concerne ces derniers, il s'agit toujours de l'analyse statistique de données observées. C'est l'objet de la première partie de notre étude. Le débit d'étiage pourrait par contre devoir être déterminé même au cas où nous ne disposons guère de données d'observations directes. Cette question est traitée dans la deuxième partie de notre étude.

1. EXAMENS STATISTIQUES DES NIVEAUX D'ÉTIAGE

Les méthodes de l'analyse statistique et le calcul hydraulique des débits d'étiage sont les mêmes que celles employées dans l'examen des crues. Nous ne nous occupons ici que des questions spéciales ayant trait à l'analyse des étiages.

Les examens hydrologiques étant généralement rendus nécessaires par quelque utilisation de l'eau et celle-ci étant souvent saisonnière (irrigation, navigation) il faut que nous les étendions à l'époque de l'occurrence de l'étiage au cours de l'année. Eventuellement nous bornons l'analyse à une étape particulière du cycle hydrologique, p. ex. à la saison d'irrigation. Si nous basions les utilisations d'eau sur les minima absolus, nous laisserions beaucoup d'eau s'écouler inutilement. C'est pour cela que l'examen de la *fréquence de retour des différents débits d'étiage* est important. Nous devons combiner cet examen avec celui de la *durée* d'occurrence des faibles débits, parce qu'au point de vue des utilisations il faut mettre sur la balance la quantité d'eau manquant (l'intégrale suivant le temps du manque d'eau).

C'est suivant le degré de sécurité de la fourniture de l'eau que l'on demande, respectivement d'après la limite de tolérance du manque d'eau admis, que l'on peut choisir le débit devant servir de base dans l'élaboration des projets.

Nous examinons le manque d'eau à l'aide des courbes de durée. La surface de durée présentée dans la *figure 1* dressée pour la saison d'irrigation, met vivement en lumière que la connaissance de la durée *moyenne* d'un certain débit ne peut pas suffire. Il faut relever pour chaque année pendant combien de jours et avec quelle fréquence un débit plus petit qu'une certaine valeur donnée peut arriver. L'insuffisance des courbes de durée moyenne fut signalé—entre autres—par R. PANTLE aussi, qui a construit pour chaque année d'une série de plusieurs années les enveloppes inférieures et supérieures des courbes de durée et les courbes correspondant aux quartiles d'une série de plusieurs années.

Dans la *figure 2* nous montrons à l'exemple d'un grand fleuve l'analyse des minima annuels des niveaux d'eau suivant la fréquence de la répétition. Nous avons marqué sur la figure les minima des niveaux d'étiages de chaque année en fonction de leur probabilité ($p\% = 100, m/(n + 1)$ où n est le nombre des cas examinés et m le numéro d'ordre de la grandeur). En dehors des minima annuels nous avons marqué les niveaux d'étiage de la période exempte de glace du 1 avril au 30 nov. et ceux de l'hiver. L'écart entre les lignes extrêmes correspond à une différence de niveau de 0,50 m que l'on aurait tort de négliger en élaborant certains projets.

Si, voulant analyser l'allure des *débits d'étiage* on les détermine à partir des niveaux sur la base de la courbe des débits [$Q = f(H)$] (ce qui est généralement le cas) on doit prendre en considération ce qui suit :

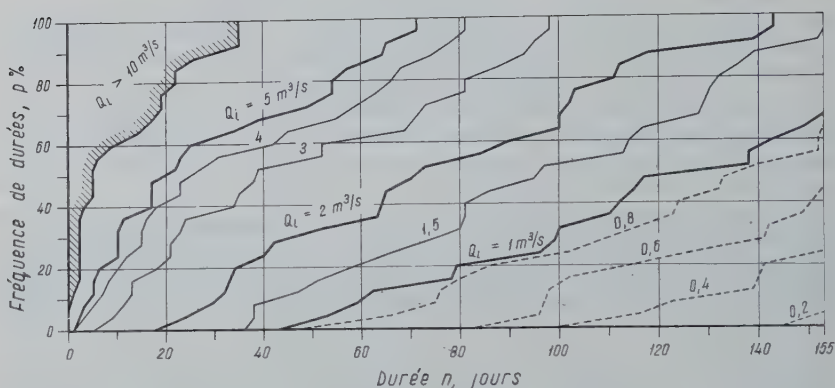


Fig. 1a — $Q_i = f(n, p)$ pour toute la saison d'irrigation (du 15 Avril au 15 Sept.)

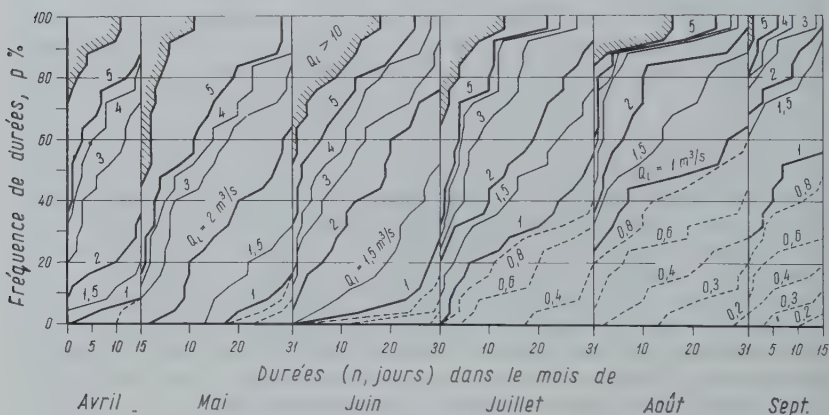


Fig. 1b — $Q_i = f(n, p)$ pour chaque mois particulier de la saison d'été.

Fig. 1 — Répartition d'après la fréquence ($p\%$) et de la durée (n jours) des débits Q_i dépassant le minimum dans le profil à Kurd de la rivière Kapos dans les saisons d'irrigation de la période 1934-58.

1.1. La partie inférieure de la courbe des débits est extraordinairement changeant. Elle réagit aux moindres creusements du lit et aux dépôts de débits solides fussent-ils temporaires. Pour cette raison l'extrapolation de la courbe est plus difficile du côté de l'étiage que dans le domaine des crues. En utilisant la courbe des débits machinalement on peut causer de graves erreurs.

1.2. Sur les cours d'eau d'importance secondaire c'est la végétation envahissant le lit en été, qui influence fortement la relation entre niveaux et débits. La végétation peut diminuer de jusqu'à 90% le rendement du profil, mais jusqu'ici on n'a pas réussi d'établir des relations généralement valables pour tenir compte de son effet.

1.3. La glace trouble elle aussi la relation entre niveaux et débits. Quoique dans certains cas la hausse rapide des niveaux d'eau au moment de la prise du fleuve permet de déterminer, même sans jaugeages, l'écoulement effectif sur la base de la courbe

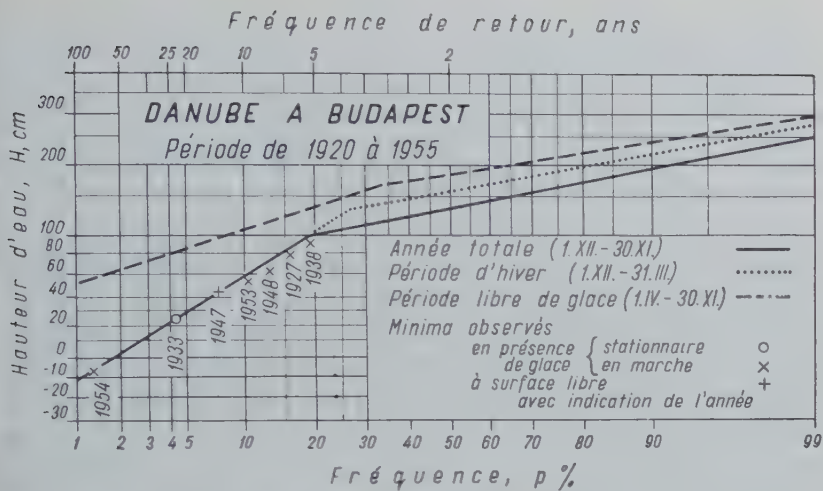


Fig. 2 — Fréquences à Budapest des différents niveaux minima du Danube de l'an, de l'hiver et du semestre libre de glaces.

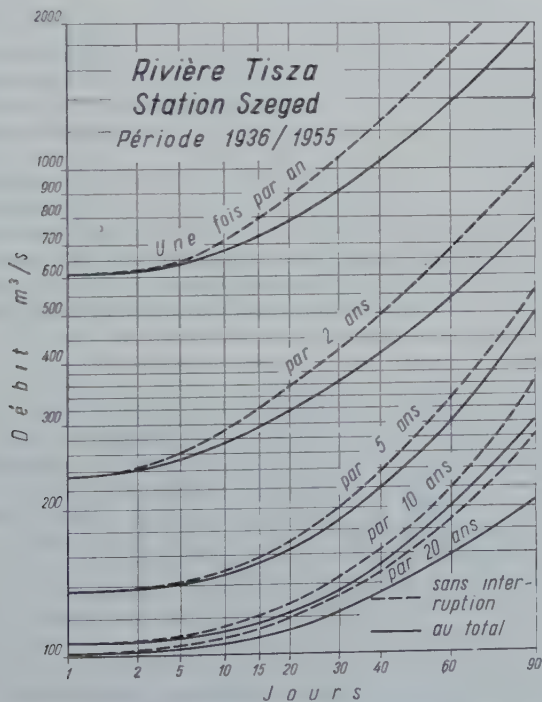


Fig. 3 — Occurrences en jours au total et sans interruption des faibles débits de la Tisza dans la saison d'irrigation (15 avril - 25 septembre).

des débits valable pour la saison exempte de glaces, il arrive souvent que les niveaux d'eau révèlent tout aussi peu l'effet de remous produit par la glace qu'ils ne signalent en été la présence de la végétation.

Si l'on examine l'allure des niveaux observés durant l'hiver sur toute une série d'échelles d'un tronçon long de 380 km de la Tisza, on n'aperçoit aucun changement ni au moment de la prise du fleuve, ni au moment de la disparition de la glace. Les jaugeys de débit exécutés en février 1954 montraient cependant que le couverture de glace a provoqué un remous de l'ordre d'un mètre. Pourquoi le remous ne se montre-t-il pas au moment de la prise par la glace quand la résistance du lit s'accroît rapidement? Au premier moment on peut imaginer que le débit diminue quand le grand froid arrive, mais le niveau ne diminue pas en même temps parce que le remous produit par la glace contrebalance la baisse. Cette explication semble valable pour l'extrémité *amont* du tronçon examiné. Mais on pourrait à peine l'accepter pour son extrémité *aval* car le commencement de la gelée ne peut changer la quantité d'eau *en route* sur le secteur long de 380 km. Le lit deviendra-il temporairement plus profond au-dessous de la glace? Nous ne pourrions répondre qu'après avoir exécuté avec soin d'autres mesurages.

Dans la Tisza la prise du fleuve ne cause pas de hausse des niveaux d'eau, tandis que dans le Danube le niveau monte toujours subitement, au moins au droit de l'arrêt de la glace.

1.4. A la suite de troubles naturels ou artificiels dans l'écoulement des minima extraordinaires peuvent se présenter pour un temps bref; ceux-ci peuvent ou doivent être négligés lors de l'établissement de projets.

De tels étiages passagers non caractéristiques pour le régime d'eau peuvent être causés par l'arrêt de la glace, la retenue de l'eau par un barrage en vue de pouvoir couvrir la consommation de pointe, la fermeture du lit ou le détournement de l'eau pendant son nettoyage, une prise d'eau par pompage, l'exploitation du gravier à grande échelle etc. Dans un lit régularisé, dans des conditions normales de la législation des cours d'eau, le débit ne peut diminuer à la suite de tels motifs du moins pas sans être noté.

Comme on peut attribuer les minima *de courts durée* — un jour ou deux — en partie à des circonstances extraordinaires, mais aussi parce qu'ils peuvent être imputés aux « forces majeures », on calcule avec les débits moyens des périodes de 5, 7, 10 ou 15 jours les plus pauvres en eau. Cela veut dire que nous admettons à priori un certain manque d'eau prévu avec une certaine fréquence donnée. De ce point de vue il est utile de tenir compte dans l'analyse statistique de la durée des débits minima, si un débit donné s'est présenté de façon *continue ou avec interruption se répétant* (Fig. 3).

1.5. Tandis que la notion de crue est liée au fait du débordement bien perceptible par les sens, l'étiage représente seulement une notion statistique dérivée de données d'observation. Son niveau peut être fortement influencé dans sa grandeur par les utilisations d'eau. Si l'on mesure la quantité d'eau prélevée on peut encore reconstruire le débit naturel effectif du cours d'eau, mais dans la plupart des cas on ne connaît que la quantité d'eau restée au lit, tandis que l'importance et la date des prélèvements qui l'influencent restent inconnues. Même si les *conditions naturelles* restent inchangées il se peut que le débit d'étiage observé diffère sensiblement d'une année à l'autre pour la même période ou qu'il diminue en fonction du temps, par exemple à la suite du développement des irrigations.

Pour les raisons qui viennent d'être exposées il faut *toujours examiner avec une attention spéciale au point de vue de leur homogénéité* les débits journaliers déterminés sur la base de l'observation des niveaux de la période d'étiages. Il est utile de déterminer et comparer les débits d'étiage journaliers pour plusieurs profils du même cours

d'eau, ou s'il n'y en a pas moyen, de comparer l'écoulement spécifique avec les données analogues d'un cours d'eau voisin, quoique pour les tout petits cours d'eau même le fait, qu'une fraction variable par section du débit de l'étiage disparaît par places dans les couches constituant le lit, ensuite émerge encore une fois pour reparaitre de nouveau à la surface, cause de l'embarras. Si l'analyse se fait avec des données inhomogènes, les résultats obtenus peuvent, tout en paraissant absolument satisfaisant, causer de sérieux troubles dans l'exploitation si nous basons sur elles nos projets.

En égard à ces difficultés afférentes à la détermination des débits d'étiage sur la base des niveaux, il convient naturellement le mieux d'effectuer pendant les étiages le plus souvent possible des *jaugeages* de débits directs. Il faut penser en effectuant les mesures durant l'étiage que le pourcentage des erreurs chargeant le mesurage augmente rapidement quand le niveau descend. (Lors du lever d'un profil une erreur absolue de 5 cm facilement commise se traduit pour une profondeur de 2,0 m par une erreur relative de 2,5%, pour une profondeur de 0,50 m l'erreur est de 10%. Dans le mesurage de la vitesse une erreur absolue de 1 cm/sec se traduit pour une vitesse de 1,0 m/sec par une erreur de 1%, mais pour une vitesse de 0,20 m/sec l'erreur sera de 5%. Il s'y ajoute que dans une bande de 20-30 cm au voisinage du fond on ne peut plus mesurer à l'aide de moulinet, l'incertitude du mesurage accroît donc rapidement quand le niveau baisse). Enfin une erreur importante peut être causée à basses eaux par le remous resp. la perturbation de l'écoulement produit par le canot servant aux opérations resp. — si ceux-ci sont effectuées à pied — par les jambes de l'opérateur.

2. DÉTERMINATION DU DÉBIT D'ÉTIAGE, SI LES DONNÉES DE JAUGEAGE MANQUENT

Contre l'emploi des formules trouvées éparpillées dans la littérature se dresse le scrupule qu'en fait, à l'étiage il n'y a plus que les eaux emmagasinées sous la surface respectivement dans le lit, qui alimentent le cours d'eau. La mesure de cette alimentation dépend de la situation, de l'épaisseur, de la pente, de la perméabilité, de la capacité de retenue des couches aquifères puis de la densité du réseau des cours d'eau du bassin versant, de l'encaissement des lits etc. Facteurs, que l'on ne peut pas prendre en considération dans les formules.

Une partie de ces facteurs se traduit dans le débit moyen aussi, dont on peut calculer la valeur moyenne \bar{Q}_m sur la base de l'équation du bilan hydrologique. Nous pouvons donc nous appuyer sur l'expérience que sur un territoire pouvant être considéré uniforme au point de vue de la géographie physique le débit d'étiage Q_{\min} est une fraction variable du débit des eaux moyennes, dont la valeur varie entre des limites étroites.

L'évaluation peut être rendue plus sûre si l'on peut déduire de données de mesures pour plusieurs profils d'un territoire la valeur \bar{Q}_m/Q_{\min} . En représentant ces valeurs en fonction de l'étendue du bassin versant on peut délimiter sur le graphique les domaines de valeurs valables pour des régions différentes au point de vue de leur structure géologique. En première approximation les relations représentées dans la figure 4 pouvaient être établies pour les conditions hongroises. Le domaine 1 de la figure est valable pour les conditions moyennes, le domaine 2 pour des cours d'eau ayant un bassin versant karstique ou riche en gravier et sable rude tandis que la ligne 3 marque les valeurs extrêmes les plus défavorables. Dans les domaines 1 et 2 le rapport Q_m/Q_{\min} sera plutôt inférieur à la moyenne si des conditions modérant l'écoulement superficiel — sol perméable, pente douce, couverture de forêt — se font valoir, par contre sa valeur sera plus grande que cette moyenne si le cas contraire se présente.

En fonction du module de débit q_m (l/s.km²) valable pour le bassin versant nous avons donné la limite de la superficie au-dessous de laquelle il faut compter que le lit devient de temps en temps sec.

Ce n'est que pour des bassins versants de superficies comprises entre des limites

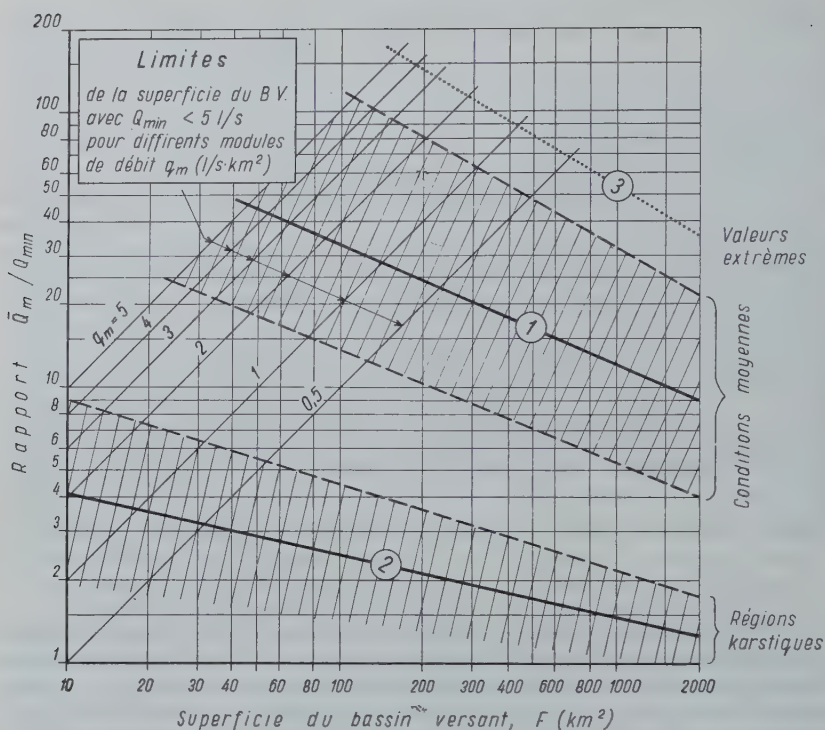


Fig. 4 — Rapport \dot{Q}_m / Q_{min} en Hongrie en fonction de la superficie du bassin versant.

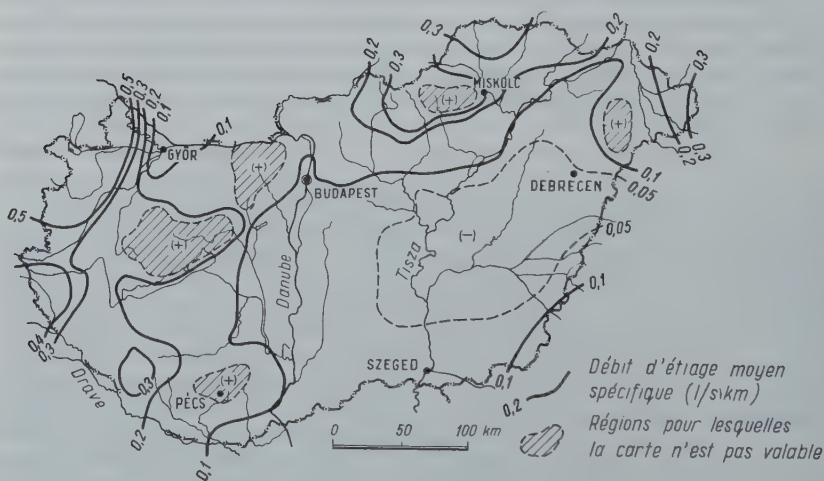


Fig. 5 — Débit d'étiage moyen spécifique en Hongrie pour des profils ayant un bassin versant de $F = 100-2000 \text{ km}^2$.

relativement étroites qu'il est nécessaire de déterminer des débits d'étiage sur la base d'une estimation. (On peut généralement obtenir les débits minima des grands cours d'eau à partir des données statistiques, et ceux des cours d'eau tout à fait petits ne sont pas intéressants au point de vue de l'utilisation). Ainsi nous avons pu — en s'aidant de la relation ci-dessus en dehors des données d'observation à notre disposition — encore dresser une *carte donnant les débits minima spécifiques* (fig. 5). En dessinant les lignes isométriques de la carte nous avons aussi pris en considération les conditions géologiques. Naturellement une telle carte n'est pas valable pour les cours d'eau des régions karstiques — puisque c'est précisément la grandeur du bassin versant qui y est inconnue.

Le fait, que le débit d'étiage est une notion statistique dépendant de la mesure de l'utilisation des eaux, constitue sur les territoires en culture où cette utilisation influence très fort les débits d'étiage, surtout ceux des petits cours d'eau, une difficulté dans la détermination des rapports présentés sur la figure 4 et des débits spécifiques servant à construire la fig. 5. Pour cette raison nous avons construit chacune de ces figures pour les débits d'étiage moyen. Ici le mot « moyen » ne désigne nullement une valeur moyenne mathématiquement exacte, mais le « probable », le « pouvant se présenter généralement » et *les minima absolus* peuvent même atteindre le tiers des valeurs moyennes obtenues à l'aide des figures. A mesure que se développent les utilisations de l'eau — il ne faut pas le perdre de vue — les figures peuvent cesser d'être valables.

CALCULATION OF THE MINIMUM RUN-OFF IN UNEXPLORED RIVERS OF THE SOVIET UNION

V.A. BARANOFF & L.N. POPOFF
U S S R

THESIS

1. The minimum run-off limits the industrial capacity of water consumers, utilizing the rivers in their natural state.

Although the river run-off constitutes a very important factor, it is not always possible to arrive at a sufficiently reliable estimation of its value.

2. Owing to the fact that the hydrological exploration data of rivers in some regions of the USSR is still insufficient, the necessity arises to determine the minimum run-off, in those places, where artificial structures are being built, by indirect methods : by the results of observation on similar rivers located nearby, by maps of isolines or by empirical formulas.

3. The majority of known empirical functions is based upon data of observations made on limited territories and bear, therefore, only a regional character. Their application, though somewhat limited, is possible only in definite regions of exploration.

4. For the purpose of calculating the minimum run-off of the average rivers in unexplored or in inadequately explored regions there is a method adopted, which is based on plotting the empirical functions of the unknown quantity with the main acting factors : the annual run-off, the deficient air-moisture, the winter air temperature and the hydrological conditions. The wide hydrometric and meteorological observation data relating to the river basins of the USSR were taken as a basis for the computation of design functions.

5. The recommended empirical functions, with the exception of those relating to glacier mountain rivers, allow to determine to an acceptable degree of accuracy, the mean monthly and mean daily rate values of minimum, runs-off in average unexplored rivers, giving separate values for the summer and winter periods, as well as the variability factor of the minimum run-off.

6. Investigation proved that there is a close relation between the summer and winter minimums, depending upon the winter air temperatures in the river basin. Summer and winter minimums have similar values on territories, where the January temperature varies from -7°C to -10°C .

This fact made it possible to mark the border line dividing the zones of summer and winter minimum rate which prevail in the given zone.

7. In order to determine the minimum run-off of lake rivers, it is recommended to take into consideration the empirical relationship, wherein the main acting factors are the relative regulating capacity of the lake and the annual run-off rate.

THE PERSISTENCE OF RIVERDISCHARGES

P.J. WEMELSFELDER

INTRODUCTION

The discharge of a river is dependent on precipitation, the month of the year, temperature, evaporation, snowmelting, etc. All these factors are variable from day to day, from month to month and from year to year. Consequently the discharge of a river varies considerably and many studies are concerned with the problem of disentangling these complicated relations.

It is not my intention to deal with one of these factors here. There is another factor, that up till now has not drawn much attention but all the same plays an important part with regard to the variability of the discharge. This quality is the tendency of the discharge to persist on a once established level.

As far as I know, this subject has never been treated before although it has several aspects that deserve description and investigation. This paper will be confined to a qualitative treatment of the subject.

A comparison is made between the variability of precipitation and that of discharge. The first proves to be dependent only on chance. It is likely that this will also apply to temperature, evaporation, etc. As to the discharge it is found that on the law of probability another law is superimposed, namely that of persistency. As we will see, in the discharges the long periods prevail.

1. THE VARIABILITY OF PRECIPITATION

Let us first pay attention to the normal variability in the precipitation. It is not the numerical value of the precipitation, that has our interest. Only its being «high» or being «low». For this purpose we classify a month as + (plus) or — (minus) if the actual monthly height of the precipitation in this month is higher or lower than the mean value of the precipitation in that month over a long space of time.

If the precipitation in any month is quite independent of that of preceeding and succeeding months, then the chance of being + or — in every next month is $\frac{1}{2}$. In that case the probability of a succession of p months and only p months of the same sign will be :

$$\left(\frac{1}{2}\right)^{p+1}$$

Consequently in a space of A years we have to expect :

$$12 A \left(\frac{1}{2}\right)^{p+1}$$

periods of p months in succession dry or wet.

I may refer here to an investigation of STEINHAUSZER (1948) who demonstrated, that for successive years the deviation + or — follows quite well the above mentioned probability law. For relatively short periods of only one month as unit of time we found the same result. This is calculated only for two rather short periods, namely for 32 years of precipitation in the station Lobith, the place where the river Rhine

enters the Netherlands, and for 20 years of precipitation of stations in Switzerland, being representative for the catchment area of the Rhine in that country.

The results are given in table 1.

TABLE 1

The succession of p months dry (—) or wet (+) of the precipitation. Observed and calculated

Number of months in succession only + or — p	Lobith 32 years		Switzerland 20 yaers	
	calculated	observed	calculated	observed
1	2	3	4	5
1	96	103	60	47
2	48	47	30	36
3	24	18	15	13
4	12	13	7	11
5	6	6	4	4
6	3	1	2	2
7	1,5	2	1	3
8	0,8	.	0,5	
9	0,4	1		
10	0,2	1		
11	0,1	.		
12		1		
all periods	192	193	120	106

When we leave $p = 1$ month out of consideration there is close agreement between the observed values and the calculated values. It may be concluded, that the precipitations in two individual months practically may be considered as independent from each other. This means that the sequence of more than one month of the same sign + or — is mainly or perhaps entirely a question of mere chance.

So we may consider the occurrence of a period of p months dry or wet as a product of chance. Of course this statement does not interfere with the fact, that precipitation is a product of weather conditions. If we define «persistancy» as the fact that an event or a procedure, happening in one month, tends to persist during coming months, then it is clear, that the precipitation shows no persistancy.

Table 1 learns that a period of 5 months of the same sign is to be regarded as very long. Periods of 6 months up to 12 months (the maximum value in the 32 years period, taken into consideration) occurred 6 times only.

It can be noticed that in particular for the values of $p = 4$, $p = 5$ and the group $p = 6$ to 12 there is nearly perfect agreement between observed and calculated values for the station Lobith. Important is too, that the observed total number of periods in Lobith, being 192, is almost identical with the calculated number, being 193. For Switzerland the difference is only 13%. This also proves, that there is no or only a slight interrelation between the precipitations in one month and that of preceeding months.

The mean value of the 6 longest periods observed in Lobith is $8\frac{1}{2}$ month, in the Switzerland catchment area only 6 months.

We will now compare these data with discharge fluctuations.

2. THE VARIABILITY OF THE DISCHARGES OF THE RHINE

We will now take into consideration the variability of the discharges of the Rhine, nearly at the end of its course, namely at Lobith. For this purpose we have made use of the monthly mean values of this discharge from 1919 up to 1959. If we classify the mean monthly values as + or — if they are higher or lower than the mean value for that month from the whole series, we obtain the result shown in fig. 1.

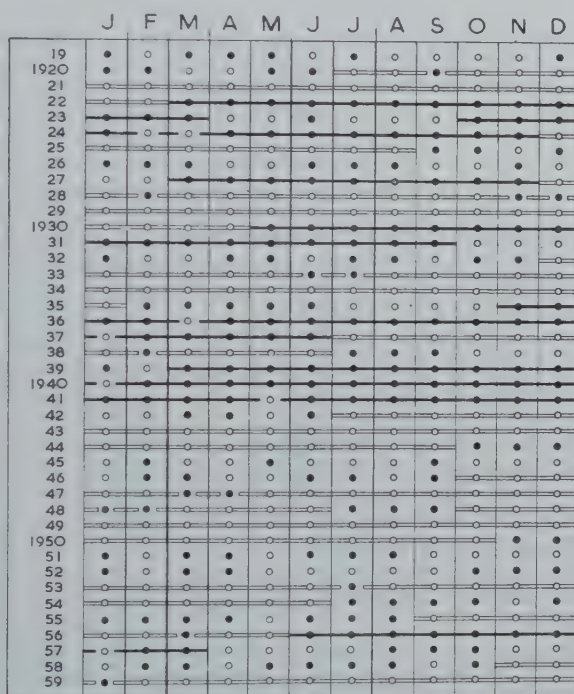


Fig. 1. Monthly mean discharges of the Rhine at Lobith 1919-1959.

● = higher than the mean value of that month
○ = lower than the mean value of that month

The 41×12 months are classified as follows :
in 214 months the discharge was —. That is 43 %
in 278 months the discharge was +. That is 57 %.

From this we see that the + months are in the minority. This has to be accredited to the well known fact, that the time-curves of higher discharges are peaked while those of the lower discharges are flat. In this paper we will avoid the use of quantities. But for better understanding it may be communicated, that at Lobith the + months are as an average $804 \text{ m}^3/\text{s}$ higher than the monthly mean value, and the — months

are $612 \text{ m}^3/\text{s}$ lower. As $214 \times 804 = 278 \times 612$ the inequality of the number of + months and — months is fully explained.

As to the application of the probability law in the next paragraph, this inequality has not been taken into account.

3. ANALYSIS OF THE VARIABILITY IN THE DISCHARGES

We can now follow the same procedure as applied to the precipitations. For the monthly discharges of the Rhine this results in the values, reproduced in table 2.

TABLE 2

The succession of p months of only + or only — deflection

Number of months in succession only + or —	Discharges Lobith 1919-1958 Number of periods of p months	
	calculated	observed
p		
1	2	3
1	120	39
2	60	29
3	30	17
4	15	12
5	7,5	5
6	3,8	3
7	1,9	3
8	1,0	3
9	0,5	3
10	0,2	1
11	0,1	1
12		.
13		1
14		.
15		1
16		1
17		2
18		1
19		.
20		.
21		.
22		.
23		.
24		.
25		1
26		.
27		1
all periods	240	124

This table shows three remarkable differences with table 1. Firstly it is noticeable, that the length of column 1 in table 2 is more than twice that in table 1. As the mean length of the 6 longest periods of + or — precipitations we have found 8,5 months. Now table 2 shows the 6 longest periods of + or — discharges to be resp. 27, 25, 18, 17, 17, 16 months. The mean value of this is 20 months. That is $2\frac{1}{2}$ times the value in the case of the precipitation. So our first conclusion is, that the long periods of low discharges in this river are a multiple of the length of dry periods. And the same applies to the periods of high discharges.

Secondly we notice a great difference between the calculated probability of occurrence and the observed probability. In table 2 the periods are divided into two classes. For the smaller class the periods from $p = 1$ up to 5 months, the calculated number of occurrences is 232. The observed number is only 102. So the periods of small length occur in reality much less than they ought to do if the succession of high and low was ruled by accident, as was the case with precipitation.

The greater class, giving the number of periods from 6 months up to 27 months, comprises 22 of these long periods. Probability law provides for only 8 periods, the longest one being no longer than 11 months (with 10% chance). From this it is evident, that the discharge values from month to month are not all independent from each other. The law of independent values does not rule here.

This is striking and deserves special attention. We may express it as follows. Though the precipitations are moving from + values to — values as ruled by the law of chance, the discharge, caused by that precipitation, has the tendency to persist. We have called this quality the *persistence* of a river.

This tendency to persist will of course result in an increase of the length of the periods of constant sign. Accordingly we see in table 2 a greater number of long periods as is given by the probability calculation.

The third difference with table 1 is to be found in the total number of observed periods in comparison with the calculated number. In the case of the precipitations there was almost agreement between calculated number and observed number. This is not at all the case with discharges. The calculated number of all periods in a space of time of forty years is $40 \times 12 : 2 = 240$. The observed number after table 2 column 3 is 124. This is about 50 % of the number calculated. This is in accordance with the tendency of the discharge to persist, which is the same as to resist against change. This must of course result in a decrease of the total number of periods.

Each of these three differences is positively significant. They can not be explained by normal deviation. It is of interest to communicate here, that also as a unit of time has been taken a length of 2, 3, 4 or 6 months. Again and again the same result was found. That is : the number of the short periods was always too small, that of the long periods relatively great.

In fig. 1 all groups of months, having in succession the same sign, have been connected. The + months are connected by heavy lines, the — months by open lines. In a few cases these lines are continued if an interruption of 1 or as a maximum 2 months of the other sign is preceded or followed by at least 2 or 4 months of the «good» sign provided that the group contains at least one uninterrupted stretch of at least six months.

4. PHYSICAL BACKGROUND OF THE PERSISTENCY

It is evident, that the main cause of this striking phenomenon is the storage capacity of the river. Should there be no storage at all, than the discharge should exactly reflect the variability of the precipitations.

Storage capacity may consist of groundwater storage, lakes, snow and the riverbed itself. As will be shown in § 6 only the groundwater storage capacity is important here.

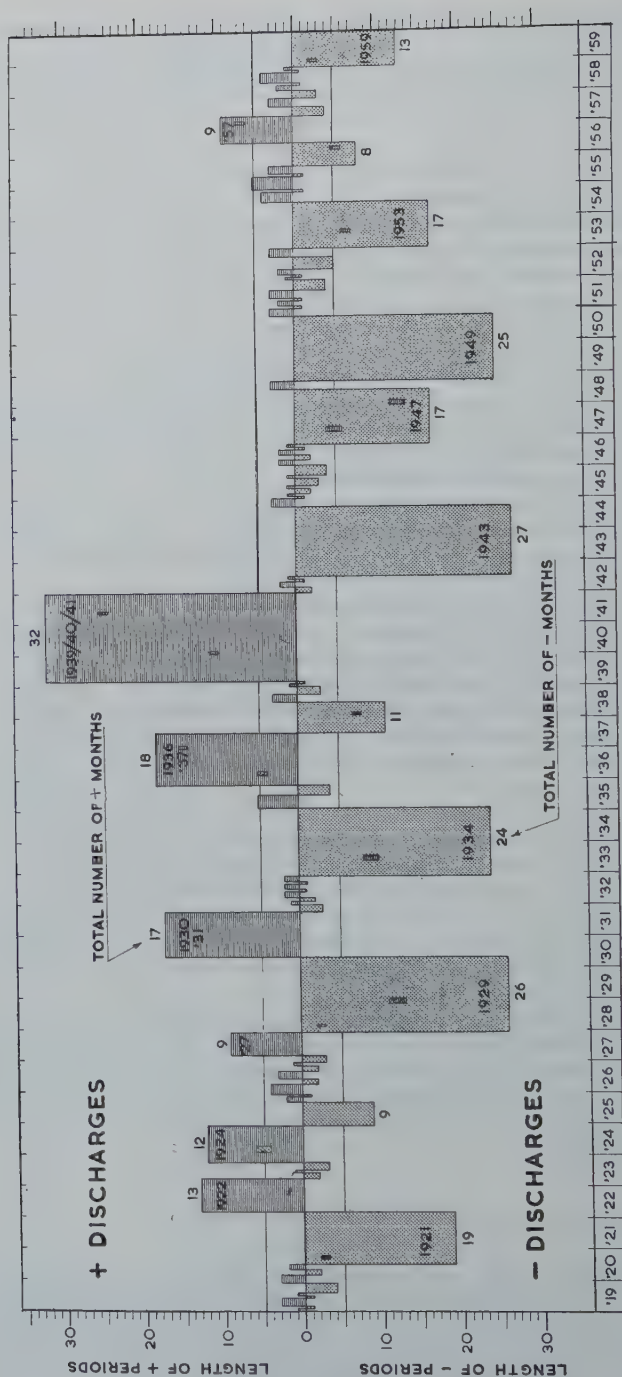


Fig. 2. The persistency of the discharge of the Rhine at Lobith 1919-1959. Above the time axis the + values, below the time axis the — values.

5. THE PREDOMINATING CHARACTER OF THE PERSISTENCY

The classification of the monthly values of the discharge, already given in fig.1, is represented in another manner in fig. 2.

The length of every period is used as an ordinate. So the height of a block is proportional to its length along the time axis. This fortifies the visual impression of the persistency and facilitates comparison.

The lines on the height of +5 and —5 emphasize the division into the smaller periods of 1 up to 5 months, being of no importance in this respect, and the periods of 6 months and more. These longer periods we have called persistencies. Roughly speaking, the striking difference between precipitation and discharge behaviour is situated in the persistencies of a length of 6 months and more.

So in fig. 2 our attention is specially drawn to the greater blocks, surpassing the lines of +5 and —5 months. As + persistencies we observe 7, respectively

1922 (13 months)	1936/'37 (18 months)
1924 (12 months)	1939/'41 (32 months)
1927 (9 months)	1957 (9 months)
1930 (17 months)	

All these are fairly long periods and represent rather wet years with abnormal high discharges. Usually these data are not so well known as those of extreme low discharges. Public attention is more heavily drawn to the highest high floods and only, then, when they have caused serious flooding.

High floods with serious flooding however do not necessarily coincide with periods of + persistency. On the Rhine the highest flood in this century has been that of January 1926. This is to be found in our graph as being part of only a threemonth period of + discharge.

As — persistencies we observe 11, respectively 8 long ones and 3 shorter ones :

1921 (19 months)	and the shorter ones of only
1929 (26 months)	9, 11 and 8 months
1934 (24 months)	
1943 (27 months)	
1947 (17 months)	
1949 (25 months)	
1953 (17 months)	
1959 (18 + x ms)	

The persistency of 1959 is still continuing in may 1960, so its final length is not yet known.

As a point of interest it may be noted, that all periods of extremely low discharges during the 1921-1959 interval are found within the 8 major persistencies listed above. In fact each of these persistencies contains a period of very low discharges, although the discharge value as such has not been used as a discriminating factor.

6. SOME CHARACTERISTICS OF THE PERSISTENCIES

6.1 The main characteristic, already mentioned, is that of length. In § 3 attention has been paid to the length of the periods without any interruption. The mean length of the longest six being 20 months.

In fig. 1 and fig. 2 the persistencies are being considered to continue their existence beyond an interruption of 1 or 2 months of the other sign, if these are preceded or followed up by at least 2 or 4 months of the same sign as the persistency taken into consideration. The length of each persistency as mentioned in fig. 2 and in the preceding paragraph comprises however only the months of the sign of the persistency itself.

The six longest uninterrupted low persistencies after this determination are from § 5 (fig. 2) :

27, 26, 25, 24, 19, 17 months.

The mean value is now 23 months (not included the mean value of the enclosed + months, being only 1). It may be emphasized, that two persistencies of 27 and 25 months are not interrupted at all.

The longest persistency of the interrupted type is the + persistency of 1939/41, during totally 32 months, with only two interruptions of each 1 month.

All these very long periods lay stress on the tendency of the river to continue, not for a few days or weeks, but for months and months, a special type of discharge it may be + or it may be—.

6.2 This characteristic of the discharge to show persistencies does not appear as an exception. In the fortyone years period, represented in fig. 2, the + persistencies enclose 110 months and the — persistencies 196 months. That makes together 62% of the whole time. This means, that nearly two thirds of the time the discharge is in a condition of persistency. So the character of the discharge pattern is mainly defined by persistencies.

This involves, that in particular during dry periods, that is during — persistencies, the discharge is mainly conditioned by the preceeding discharges, so by preceeding precipitation, preceeding temperature, especially the duration of the period of drought up till then.

6.3 A third characteristic is the tendency of the river to produce more easily and more frequently — persistencies as it does + persistencies. As has been mentioned there are 196 low months against 110 high months. It seems to be possible to explain this by non linearity of groundwater discharge.

6.4 It is to be noted, that the persistencies continue quite independently of the seasons of the year. Neither beginning nor end has any relation with summer or winter, spring or autumn. Normally not much attention is given to relatively dry periods in wintertime, because nobody is interested. The same applies to relatively wet periods in summertime, except when holidays are spoiled. But if we study this objectively we see, that periods of drought and periods of high discharges continue through all seasons.

6.5 A perfect irregularity seems to rule in the occurrence of persistencies. They do not alternate, their length varies at random, there is no periodicity. They begin at an arbitrary moment of the year and end arbitrary. Therefore the occurrence of persistencies may be regarded as a product of mere chance.

From this it seems to be impossible to predict the appearance of persistencies. At the same time it is true, that we may say, that when a discharge has been low during some months, the probability increases, that the discharge in following months will be low too. This is the very nature of the characteristic of persistency! So as far as can be seen now, there is no possibility of forecasting the occurrence of a persistency. But, as soon as the discharge is showing itself as low (or high) during 4 or 5 months, then the probability of continuation increases.

6.6 It is obvious that a period of drought will end as a result of sufficient rainfall. Although normal rainfall may already be of significance for agriculture, the discharge of a river will not be greatly influenced by moderate rainfall. This will only be of significance if it is high enough to compensate a large deficit of the groundwaterstorage.

It is clear, that the probability of an extremely high rainfall is always less than 50%

So the chance of compensating a once formed deficit in the groundwater storage is always less than 50 %.

From this it is easy to acknowledge that every period of low discharges tends to continue its existence till, after months, an unusual high rainfall occurs. As such an unusual high precipitation occurs only by chance, the end of a persistency too is a question of pure chance.

This leads us to the perception that the length of a persistency is a stochastic quantity. Its mean value for the discharges of the Rhine is found to be 17 months. The standard deviation, derived from the figures of fig. 2 is 7 months. If we take twice the standard deviation as a practical limitation than we have to expect persistencies of a duration, varying between $17 - 2 \times 7 = 3$ months and $17 + 2 \times 7 = 31$ months.

The lower limit of 3 months is of no significance, for here another law interferes, namely the occurrence of subsequent months by chance, as treated here in § 1. The upper limit is in good harmony with the observations.

6.7 As to periods of $++$ persistencies, a similar argument applies. The groundwater storage being overfilled, every precipitation will run off immediately and to a high percentage. So even when precipitation is sub-normal again, an over-normal discharge will continue for some time. This causes $++$ persistencies.

6.8 Normal snow melting is included in the mean monthly values of discharge. Hence this brings no contribution to the persistencies. If more (less) snow than the mean value is present, there will be more (less) snow melting in the succeeding spring and summer. Of course this will lead to a higher (lower) discharge during these months and one might suppose that the origin of persistencies may be found in the greater or smaller amount of snow.

If this were really the fact, then this would result in persistencies, ranging mainly between spring and autumn. One year would show preponderating $+$ values say between March and September. Another year preponderating $-$ values.

In § 6 pt 4 however it has been observed, that there is no relation at all between the occurrence of the persistencies and the seasons. From this we may conclude, at least for the river Rhine at the end of its course, that the quantity of snow having fallen in the mountains has no or but little influence on the occurrence of the persistencies.

6.9 The watershed of the Rhine contains a number of large lakes. One might suppose that the water storage of these lakes constitutes the main contribution to the origin of persistencies. In fact however the contribution of the lakes in Switzerland is non essential. The normal yearly variation of the lake levels is only sufficient to supply a normal deficit in the discharge total maximum of one month. The average duration of the persistencies amounts to 17 months. This illustrates the small significance of the lakes in respect to the occurrence of persistencies.

Moreover it should be borne in mind, that the knowledge of the lake levels is irrelevant. For higher lake levels are closely related to higher discharge. So the lake levels need not to be taken into account separately. All we used to know is already included in the actual discharge.

7. SIGNIFICANCE OF THE PERSISTENCIES

7.1 Persistency means that the discharge to some degree depends upon the discharge of the preceding months. This means a rather strong correlation with the discharges of the preceding month, somewhat less with two months earlier and so on.

This auto-correlation can easily be explained, but this leads to a different subject of research, which is beyond the scope of this paper.

Obviously this auto-correlation will have to be taken into account, especially when correlations are to be calculated to phenomena as precipitation, temperature, evaporation, month of the year and other quantities.

7.2 As to forecasting it has been said, that the occurrence of persistencies is a question of mere chance. But once established, the persistencies have the tendency to continue. For several purposes the knowledge of this characteristic and of the actual condition of the river discharge may be of value.

From § 6 pt 8 and 9 we have learned, that knowledge of the actual discharge condition of the Rhine is of more significance than knowledge about snow stock or lake levels.

7.3 Knowledge of the way in which—persistencies usually occur may be of value to draw more profit from meteorological forecastings if those are available or, eventually will become available.

As the actual discharge of a river comprises a characteristic information about the groundwater storage, integrated over the whole catchment area, knowledge about expected precipitations is of little value unless it is immediately related to the actual discharge condition. This paper only intends to draw attention to this important point. Of course further investigation is needed to translate the principles of persistency into the day by day discharge trends.

7.4 It is not impossible, that there will prove to be some interaction between the development of meteorological situations and the general groundwater condition in a sufficiently large area. It is evident, that extremely low groundwater reduces evaporation. This means less cooling and perhaps hence strengthening of the tendency towards continuation of the *groszwetterlage*, inclusive high temperature and drought.

Hence I would bring this subject to the attention of the meteorologists. Up till this moment as to forecasting on long term the hydrologist looks to the meteorologist. But probably the meteorologist will not only have to look into the air, but also to the ground in particular, its humidity. For this the actual discharge of the river will provide a characteristic feature.

Therefore if the meteorologist will study the problem of long term forecasting, he will probably need the actual discharges of the rivers.

If there should prove to be such an interaction between *groszwetterlage* and soil condition or river discharge the tendency of the discharge to persist would be strengthened by this reaction on the weather conditions.

Moreover, low river discharges would not only be the result of dry and sunny weather during the previous period, but they will on their turn contribute to the continuation of them. So : «the rivers are dry, this promotes dry weather in coming weeks »

As far as can be seen this reaction should not be expected to be very strong. It may be reminded that our investigation in § 1 regarding the variability of precipitation did not show persistency. Yet it is possible that the amount of precipitation is influenced by the soil conditions of which the discharge trend is to be regarded as an indication.

Of course this possible significance of persistencies for meteorological investigations is not its main feature. Undoubtedly the tendency of a river to create persistencies is one of its major characteristics affecting nearly all aspects of hydrology.

LA DÉFINITION DES DÉBITS D'ÉTIAGE ET L'ILLUSTRATION DE SUPERFICIE DE LEUR EXTENSION

Oto DUB
Milan DZUBÁK

L'étiage occupe une place très importante dans le cycle des variations des débits d'un cours d'eau et on pourrait dire qu'il est aussi bien important que le débit de crue. Les conséquences de la sécheresse dont l'expression sont les débits d'étiage, sont souvent larges. Les dégâts causés par défaut de l'eau peuvent dépasser les dégâts causés par les hauts débits, car les sécheresses touchent ordinairement les régions étendues entières, tandis que l'action d'une crue est concentrée dans une vallée d'une rivière, tout au plus de plusieurs rivières. Même les vies humaines peuvent être mises en danger, c'est-à-dire, pas directement comme pendant des crues, mais indirectement, surtout par l'empirement de la qualité des eaux superficielles causé par leur contamination concentrée et par les conséquences hygiéniques-sanitaires en résultant. A la différence de crues, c'est le moment de surprise qui manque ici, car l'étiage se forme lentement et successivement et c'est pourquoi il est possible de se préparer dûment.

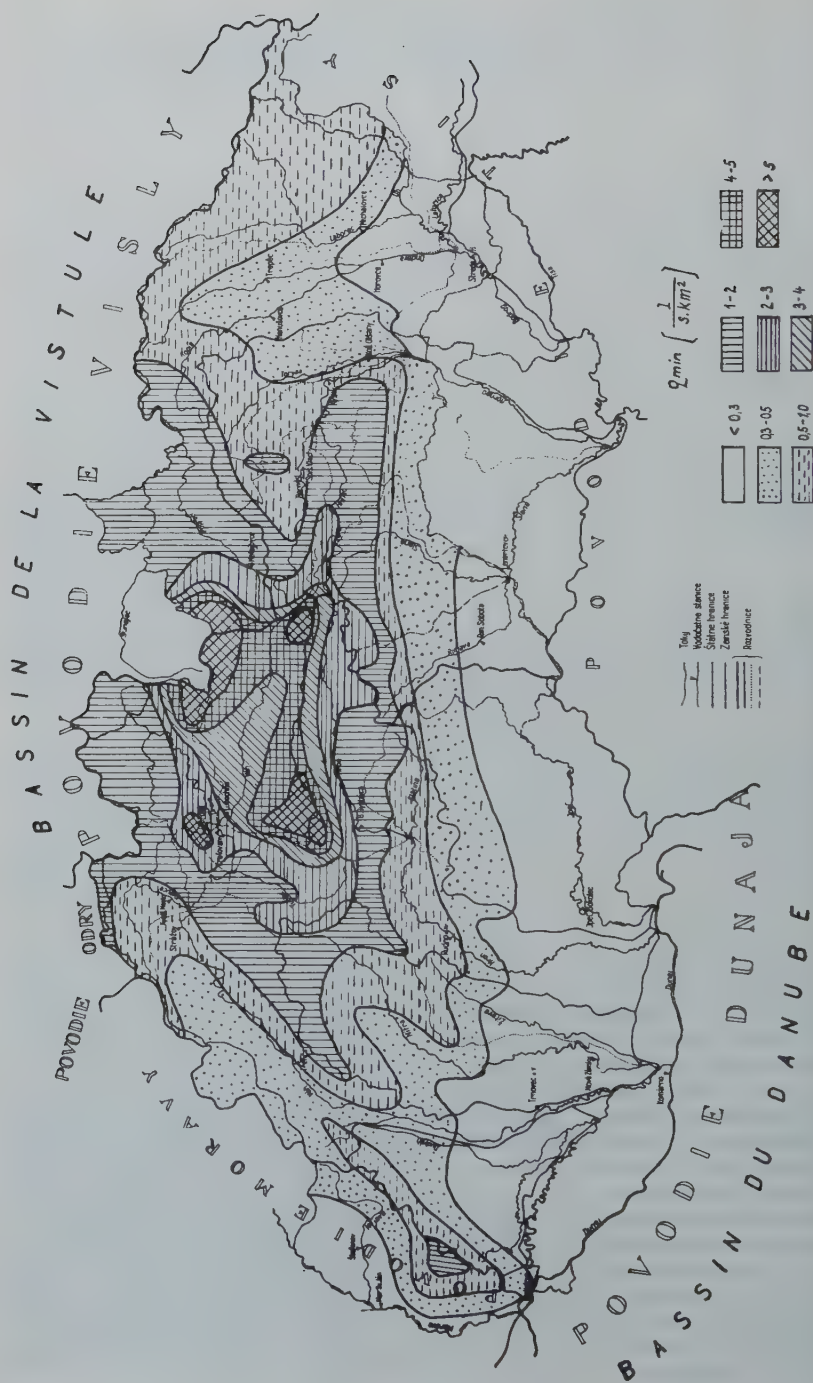
Il n'y a pas longtemps que les débits d'étiage et la sécheresse existaient dans l'Europe centrale durant les années suivantes : 1857-58, 1863-65, 1874, 1884-85, 1908, 1918, 1934, 1943, 1949-50. Ces années se présentent comme sèches en même temps sur les trois fleuves européens, à savoir : l'Elbe, le Danube et le Rhin. M. A. Bratrànek parvint à la persuasion sur la base de l'analyse du matériel d'observation de ces trois fleuves que les périodes sèches affectent l'Europe centrale entière presque en même temps, quand même chaque région avec intensité inégale.

La connaissance des débits d'étiage est particulièrement importante dans les régions qui ne sont pas traversées par les fleuves puissants amenant l'eau de régions voisines. Dans telle situation se trouve la Tchécoslovaquie, nommée le toit de l'Europe, sur le territoire duquel se rencontrent les lignes de partage des eaux de trois mers. A l'exception du Danube et de la Tissa qui traversent notre territoire sur le court secteur ou bien le touchent, nous n'en sommes réduits qu'à l'eau tombée sous la forme de précipitations sur notre territoire. C'est pourquoi la question des débits d'étiage a de l'intérêt pour nous.

On parle de l'étiage à la condition que ce sont les eaux souterraines qui sont la principale ou bien la seule source du débit. Dans notre pays, cela arrive en automne dans les terrains bas. Dans les pays de montagnes, il se produit le déplacement de cette période aux mois d'hiver, jusqu'au février. Les plus basses valeurs des débits en sont à la fin de la période sans écoulement superficiel actif.

Il y a des facteurs qui influent sur la valeur des débits minima, comme suit : les conditions géologiques, hydrogéologiques et de sol, les conditions climatiques, la membrure verticale ou la grandeur du bassin, le degré de l'incision d'érosion du lit d'un cours d'eau, les conditions de végétation, l'influence de l'homme ou bien les sources secondaires du débit, par exemple lacs, marais, glaciers, neige éternelle, etc. Ces facteurs ont la possibilité d'influencer les débits d'étiage dans la période de la sécheresse de beaucoup plus radicalement que les autres phases de l'écoulement.

Vu les facteurs climatiques, ce sont surtout les précipitations précédant la période sèche, qui destinent les réserves des eaux souterraines et l'évaporation qui réduit, au contraire, leur capacité d'alimentation dans la période sèche. Le facteur décisif dans la participation de la quantité de précipitations à l'alimentation est surtout la capacité d'infiltration du sol et des roches comme aussi l'épaisseur et la texture des



nappes aquifères. C'est même la couverture de végétation qui affecte la capacité d'infiltration au plus haut degré. La végétation, surtout la forêt est cependant aussi une grande consommatrice de l'eau qui est puisée par son système de racines dans les réserves souterraines, par quoi l'écoulement minimum est indirectement réduit. Au delà de cela, il faut citer la grande influence de la végétation sur la formation des précipitations horizontales, à savoir la condensation, ce qui est particulièrement important dans les périodes de la sécheresse. Il est vrai que ces précipitations n'enrichissent pas les eaux souterraines, mais elles réduisent leur puisage par la végétation.

En considérant l'influence de la grandeur de la surface du bassin sur la formation des débits minima, il est nécessaire de prendre en considération même la membrane verticale du bassin. Dans un bassin dans le terrain bas, qui ne présente pas de grandes différences de hauteurs, l'effet différentiel de la surface croissante entre en ligne de compte et on peut constater que le module spécifique du minimum augmente légèrement avec la surface du bassin. Au cas où la membrane verticale est considérable, l'augmentation du module spécifique de minimum avec l'altitude au-dessus de la mer entre en ligne de compte comme le résultat des précipitations augmentantes et de l'évaporation diminuante, à savoir, le module spécifique s'élève avec la diminution de la surface du bassin.

Dans les régions de plaines où l'épaisseur des nappes aquifères atteint de grandes valeurs, le degré de l'incision du lit d'un cours d'eau est le facteur très important. Il y a une relation assez étroite entre le module spécifique de minimum, le degré de l'incision du lit et les propriétés mécaniques de la nappe aquifère. En semblable occurrence, il est possible que les rivières avec des lits peu profonds se dessèchent, ou régulièrement ou de temps en temps. Dans les régions climatiques humides, où les eaux souterraines ne descendent pas dans les grandes hauteurs, l'alimentation des rivières même avec des lits peu profonds par les eaux souterraines est toujours assurée. C'est ainsi sur toutes nos rivières. Il est possible que pendant les débits d'étiage ou tout le débit léger ou sa partie peut descendre dans les alluvions propres, mais cette circonstance n'existe que dans les petites rivières traversant les alluvions plus puissantes dans ses lignes d'embouchure.

D'après les données susdites, il est évident que ce sont les conditions géologiques et surtout hydrogéologiques qui exercent une grande influence sur les débits minima. Les particularités hydrogéologiques locales peuvent changer entièrement les zones des débits minima, particulièrement quant à de petits bassins, par exemple les sources abondantes des zones de calcite peuvent augmenter plusieurs fois les minima naturels de petites rivières. Il y a une différence frappante entre les modules spécifiques de minimum des affluents du Vag de la zone du fliish et ceux de la zone du calcite. Dans les autres cas, le débit minimum entier peut s'infiltrer dans les alluvions de rivières ou bien descendre dans le souterrain de karst.

De tous les facteurs influant sur le débit minimum c'est l'influence de l'action de l'homme qui se montre le plus radical. Cette action peut être consacrée directement à l'influence des débits d'étiage et se montre par leur augmentation /barrages réservoirs, augmentation des débits d'étiage/ ou bien elle a un autre but de préférence et la variation des débits minima est secondaire/aménagements, évacuation de l'eau d'un bassin à un autre, irrigations, construction de tunnels, etc/ En semblable occurrence, la variation des débits d'étiage naturels peut être aussi bien positif que négatif ce qui arrive plus souvent.

Il résulte de l'analyse de la naissance des débits minima qu'ils existent dans les périodes continues de longue durée à ce qu'ils sont causés seulement par les conditions naturelles. La durée d'une période d'écoulement ininterrompu, c'est-à-dire, sans précipitations et écoulement superficiel, dépend considérablement du climat de la région. Elle est souvent très longue dans les régions sèches avec le climat continental, cependant, dans nos pays, elle peut être interrompue à tout temps par des précipitations et c'est pourquoi elle est plus courte. Ce régime naturel, cependant, peut être troublé

par l'homme en quelque temps que ce soit. Il est possible, par exemple, d'interrompre le cours continu des variations du débit par la prise soudaine d'eau et d'occasionner ainsi la diminution rapide du débit de courte ou de longue durée. Tels changements se produisent en règle générale sur une rivière avec un barrage ou avec des usines hydro-électriques en cascade et les changements du cours naturel du débit peuvent être même de plus longue durée. En raison de cette circonstance, on considère comme nécessaire de mettre en usage la terminologie unitaire et la définition des débits minima, c'est-à-dire, on emploie dans la littérature technique un assez grand nombre de termes qui ne sont pas toujours également compris et employés. Tout d'abord, nous allons traiter les définitions diverses des débits minima qui se trouvent dans la littérature. A la différence de débits maxima, on n'entend que rarement par l'idée de «débit minimum» les débits instantanés minima, qui répondent aux plus bas points de la courbe hydro-métrique à cause de leur occurrence susmentionnée. Le plus souvent, on prend en considération les valeurs moyennes du débit pour une période fixe qui varie entre les limites depuis quelques heures/par exemple 12 heures/jusqu'à quelques jours et c'est la période d'un jour qui se présente le plus souvent. La détermination du débit minimum par la mesure directe est rare et c'est surtout pendant les difficultés de glace sur une rivière. D'ordinaire, nous en sommes réduits seulement à l'évaluation du minimum d'après la courbe de tarrage extrapolée qui est insuffisamment définie justement dans ces parties. Le plus petit débit moyen journalier observé dans la période de longue durée est souvent désigné sous le nom de minimum absolu. La désignation «absolu» représente la valeur dont l'occurrence est du caractère exceptionnel, cependant, la probabilité d'excéder cette valeur n'est pas déterminée plus en détail. La sûreté du minimum absolu est en raison directe de la durée de la période pour laquelle ce minimum a été déterminé. C'est en cela que consiste la difficulté de la comparaison des minima absolus de deux rivières avec des durées diverses d'observation. Si le minimum absolu sur une rivière avec une plus longue suite d'observations remonte à la période d'une suite plus courte, on peut supposer que tous les deux minima absolus se rencontrent en même temps et sont équivalents. L'idée du minimum absolu devient de beaucoup plus concrète dans la méthode de la détermination des débits moyens journaliers minima de l'année. Cette méthode a été élaborée par M. E.J. Gumbel avec application de la loi des valeurs extrêmes. Celui-ci a traité une série de débits journaliers minima de l'année desquels il a construit la courbe des débits classés qui, dans le cadre du papier à probabilité, s'approche asymptotiquement de la valeur limite au cas où $P \rightarrow 1$. Pendant ce traitement, on peut obtenir les valeurs des débits minima qui sont d'ordinaire exigées par les constructeurs tenant compte de la fréquence exigée du débit minimum.

La diminution artificielle de courte durée d'un débit ne se présente pas sur la valeur des débits journaliers minima, surtout s'il s'agit seulement de la retenue et de l'usage d'eau, mais pas de sa consommation. Naturellement, on peut changer la moyenne journalière par une mesure artificielle continue et dans beaucoup de cas, on peut traduire cette variation par des chiffres. Par exemple, après l'édification du barrage d'Orava, les débits minima ont été artificiellement formés dans le secteur de la rivière étroitement au-dessous du barrage. Etant donné que le but principal de ce réservoir consiste dans l'augmentation des débits d'étiage du Vag, ces minima artificiels existent aux mois de printemps ou bien d'été quand le réservoir se remplit et les affluents du Vag sont suffisants. Ce minimum artificiel prend fin déjà après les premiers affluents de l'Orava. Par contre, en automne les minima naturels de l'Orava et du Vag sont augmentés. Avant l'édification du barrage, les débits de limite traduits par des chiffres, d'après la méthode de Gumbel, étaient 1,5 m³/s. au dessous du barrage et 4,1 m³/s. au-dessus de l'embouchure dans le Vag. Après l'édification du réservoir, les minima journaliers au-dessous du barrage sont descendus à 0,1 m³/s., cependant, au-dessus de l'embouchure ils ont grandi en comparaison de valeurs observées auparavant.

A cause de l'exclusivité et de l'inexactitude de la valeur du minimum absolu, on définit souvent les débits d'étiage d'une autre manière, à savoir, c'est la moyenne de débits journaliers minima de l'année. Cette valeur donne tous renseignements utiles concernant les débits d'étiage, cependant, ne permet pas d'estimer ni la variabilité des débits journaliers minima de l'année ni le degré de la diminution sous cette valeur selon attente.

C'est à l'aide de la courbe des débits classés journaliers pour une période de plus longue durée qu'on définit très souvent les débits minima. Dans ce cas, le débit minimum est défini comme un débit excédé durant n jours ou bien comme un débit excédé durant le temps traduit par %, de toute l'année. On choisit d'ordinaire la valeur de n entre 355 et 364 en désignant ces débits comme, par exemple : l'eau de 355 jours, etc. Il est possible de déterminer ces valeurs de la courbe des débits classés journaliers construite pour une période de longue durée ou bien, il est possible de les déterminer des courbes des débits classés journaliers des années particulières et de les classer dans les séries statistiques nouvelles en considérant leur périodicité.

Dans la République Tchécoslovaque, c'était M. A. Bratránek qui a employé le dit procédé et qui a traité les débits de 364 jours sur la Vltava et l'Elbe pour la période de 50 ans. Ayant construit la série de cette manière, il a déterminé la valeur de l'eau de 364 jours comme la fonction de sa fréquence. Même l'intervention de l'homme peut occasionner les débits minima. L'effet de cette intervention ne doit pas être de longue durée, cependant, il peut encore influencer la valeur du débit de 364 jours. Cela contrevient à une condition importante de la statistique mathématique, à savoir, l'homogénéité de la série des minima définis. Etant donné que les périodes des débits minima durent plusieurs jours, on juge convenable d'employer le débit de 355 jours pour les définir, à savoir, le débit n'étant pas atteint durant 10 jours. Même dans ce cas, il est plus correct d'estimer l'importance de la valeur indiquée par sa fréquence. Il existe une relation certaine entre les valeurs des débits de n -jours de la fréquence diverse et les débits de m -jours correspondants sur la courbe des débits classés journaliers.

Dans les régions où l'étiage non interrompu est de longue durée, on définit souvent les débits minima à l'aide du plus petit débit moyen mensuel ou bien par la moyenne de plusieurs années des moyennes mensuelles minima. Il est possible de reprocher à ce procédé la calculation des moyennes mensuelles des mois civils. Le minimum ainsi déterminé n'est pas encore la plus basse moyenne des périodes de 30 jours, choisies sans tenir compte des mois civils. Les constructeurs exigent souvent les données sur les débits minima sur les cours d'eau où on fait les observations durant le temps très court ou bien on ne les fait point. Dans ces circonstances, c'est l'illustration graphique de la distribution de superficie des débits minima définis par un des procédés susdits, qui donne l'information exigée. En raison des influences locales, il n'est possible d'établir les régions des modules spécifiques de minima conformes que d'une manière générale. Sur la base des résultats de l'expérience sur la variation continue des conditions climatiques et des conditions hydrogéologiques connues, on a dressé sur la base des observations directes une carte de la région des modules spécifiques conformes, déduits des minima absolus, pour la Slovaquie. Cette carte présente de bons résultats à l'exception des bassins tout à fait petits, qui peuvent plutôt être atteints par des influences locales. Le cas échéant, il faut établir et prendre dûment en considération les déviations éventuelles.

Outre les influences géologiques, c'est même l'augmentation des modules spécifiques de minima en dépendance de l'augmentation de l'altitude du niveau de la mer qu'on peut voir clairement sur la carte. Dans les terrains bas de la Slovaquie du Sud, les modules spécifiques de minima descendent sous $0,3 \text{ l./s./km}^2$, tandis que dans la région de Haute Tatra, ils excèdent les valeurs de 5 l./s./km^2 . La valeur moyenne pour toute la Slovaquie est à peu près 1 l./s./km^2 ; il y a de plus hautes valeurs sur 30% de la surface du pays.

En projetant une construction hydraulique, il est nécessaire de connaître la

valeur du débit minimum, mais, pendant l'exploitation économiquement exercée, cette donnée ne suffit plus et il est nécessaire de connaître la valeur future des débits d'étiage ou bien leur durée. Ce sont les prévisions hydrologiques qui résolvent ce problème.

On fait les prévisions des débits d'étiage pour plusieurs mois jusque plusieurs années à l'avance. On commence d'ordinaire avec l'analyse de la variation des débits d'étiage et on prédit le cours futur ou moyennant de la soi-disant symétrie de temps du cours des phénomènes naturels ou par la décomposition des cycles passés à l'aide de l'analyse harmonique.

Il est possible d'établir les prévisions des débits d'étiage pour des temps plus courts de diverses manières. On emploie le plus souvent les courbes de tarissement et les corrélations diverses des facteurs de bilan principaux, par exemple les précipitations précédentes, les écoulements précédents, les plans des eaux souterraines, etc. On emploie toujours la méthode la plus propre pour le régime des débits d'étiage en question. Dans notre pays, c'est la méthode basée sur l'emploi des courbes de tarissement qui présente de bons résultats. Son avantage consiste dans le fait que la déviation se produit en haut même en cas de l'interruption de la période sèche.

Dans les régions plus sèches et dans celles où les eaux souterraines ne sont pas influencées par les plans d'eau des rivières, il est possible d'établir une relation assez étroite entre la plus haute nappe des eaux souterraines au commencement de l'été et la moyenne mensuelle minimum éventuellement l'indice d'écoulement de la période d'automne des débits d'étiage.

Comme il résulte du caractère des prévisions à longue échéance, on n'emploie pas les définitions des débits d'étiage d'un jour ou de plusieurs jours pour faire des prévisions.

On peut tirer la conclusion que les débits minima dans l'étiage formés et influencés par beaucoup de facteurs dont les plus importants sont les conditions géologiques et l'action de l'homme, peuvent présenter des variations considérables durant de très courts intervalles de temps. Pour cette raison, on croit juste d'employer pour la définition des débits minima les valeurs des débits de n -jours, en évaluant ceux-ci d'après leur fréquence. La connaissance des débits minima d'une certaine fréquence est très importante dans les états à économie planifiée. Cet élément est décisif non seulement quant à la nécessité des installations hydrauliques, mais il est une des valeurs-clés pendant la planification de la dislocation des entreprises industrielles, des sièges, des aménagements hygiéniques-sanitaires, pendant la destination des procédés technologiques, etc.

C'est notre effort de changer le cours naturel des débits d'étiage non seulement par les mesures hydrauliques, mais aussi par le changement des facteurs conditionnants. La prévision du cours naturel futur des débits d'étiage nous rend possible de prendre les mesures nécessaires pour que les influences nuisibles de la sécheresse soient modérées à l'avenir. Pour ces raisons, on accorde une attention particulière à cet élément hydrologique dans notre pays.

VARIABLE RAINFALL AND DRY PERIOD OCCURRENCE WITH REGARD TO IRRIGATION NEED IN THE TEGION OF SOUTHERN SLOVAKIA

J. BENETIN

Ustav hydrologie a hydrotechniky SAV, Bratislava.

The above mentioned region comes under warm dry area with moderate winter and long-term sunshine according to the climatic map of Czechoslovakia. Average rainfall sum amounts from 550 up to 600 mm. yearly. Average rainfall sum in the months of April till September, i.e. in the vegetation period amounts from 300 up to 350 mm. and average rainfall sum in the months of October till March, i.e. in the winter period amounts from 250 up to 300 mm. Average yearly temperature is 9 up to 10 degrees centigrade and 16 up to 17 degrees centigrade in the months of April till September of the vegetation period. Average yearly value of potential evapotranspiration amounts to about 700 mm. The value of the maximum yearly rainfall deficit amounts to 200 up to 300 mm., where the yearly rainfall deficit over 200 mm. occurs 5 times till 7 times and the yearly rainfall deficit over 100 mm. occurs 9 times within ten years.

From the agricultural point of view the region in question comes under the maize production area.

As it is obvious from the stated summary of climatic characteristics, the value of the average rainfall sum in the vegetation period is slightly less than the value of so-called ideal rainfall which is stated for particular agricultural produce as satisfied in order to attain higher crops provided that there is uniform rainfall distribution during the vegetation period. For this reason, narrow search of variable rainfall occurrence with its influence to moisture soil regime was necessary and upon ascertainment of these data the irrigation need had to be considered from the economic point of view. By elaborating this task, there were used the records of rainfall measurements of four meteorological stations (Hurbanovo-St. Ľala, Dunajská Streda, Bratislava, Šamorín) within the years 1901-1950. Distribution probabilities of occurrence of yearly rainfall sums, of rainfall sums in the vegetation and winter period as well as of rainfall sums in particular months of vegetation periods were being considered by means of empirical sum frequency lines (where relative sum frequency of the series members was calculated according to the relation $p = (m(n+1)) / 100$ in which n is the number of all series members, m is the point of the decreasing series member) and by means of theoretical sum frequency curves by using the Pearson curve of the third type (fig. 1). Low deviations of empirical sum frequency lines from those theoretical verify their usefulness. Sum frequency curves from all meteorological stations verify high dispersion of yearly rainfall sums ($C_v = 0,21 - 0,27$), however, (dispersion of rainfall sums of the vegetation periods ($C_v = 0,24 - 0,29$) and of particular months of the vegetation period is still higher.

It follows by comparison of rainfall, temperature and air moisture regime in the examined region that their course is formed approximately accordingly, however, to the contrary of rainfall occurrence. The climatic conditions usually permit more intensive evapotranspiration, i.e. greater water consumption by plants in the years of small rainfall quantity. Owing to this plant growth and development conformity, there will be attained certain higher yields of agricultural produce by artificial supply of certain moisture shortage regardless of random destructive influences e.g. hail-storm, damages due to vermin, etc. It is possible to evaluate the importance of various

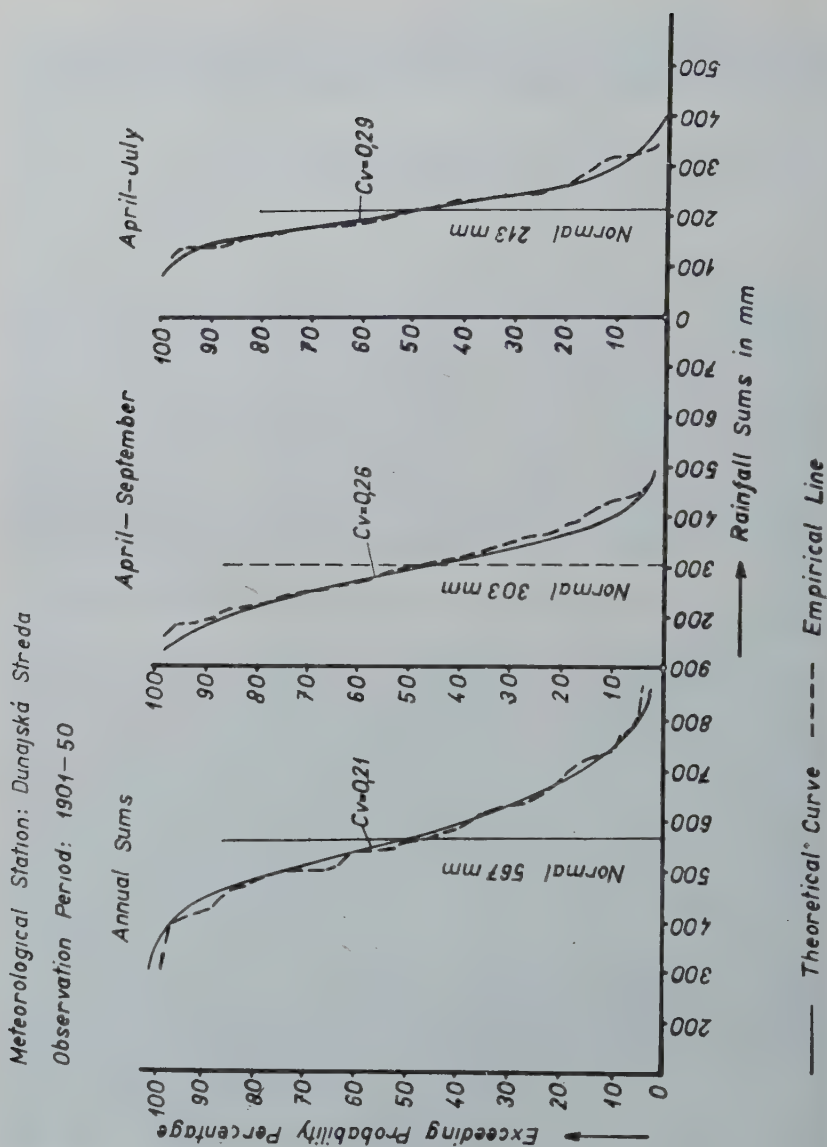


Fig. 1

values as to this increasing with regard to probability of their occurrence by means of sum frequency curves of rainfall sums in the vegetation period in question and to determine the value of average increasing crops by effect of irrigation. (*)

(*) J. BENETIN: Spracovanie zrazok pre zavlahu, Vodni hospodarstvi, R.4, Praha, 1954.

For the purpose of review of possibility of short-term forecast of irrigation operation, the regularity of rainfall sum occurrence was being examined for the months of April, May, June and July by means of correlated calculation. There were calculated partial correlation coefficients and fourfold correlation coefficients for these months (Tab. 1). The highest positive correlation was established in rainfall sums of the months of June and July in the value $r_{3,4} = +0,466$. Even this correlation coefficient value means only slight closeness and alike values of fourfold correlation coefficients show only low or slight closeness. It follows from unequal and irregular distribution of monthly rainfall sums that irrigation operation can be made ready in the examined region only upon following soil moisture regime and obviously in dependence on physiological pretensions of cultivated produce.

More precise knowledge about the influence of rainfall exerted in soil moisture regime was achieved by following the course of soil moisture in the vegetation periods of the years 1957-1958. It was established that the soil desiccates quickly even at relatively high ground water level in a dry period (fig. 2) and the plants suffer in default of soil moisture often by the end of the dry period of 20 days. Dry period occurrence was being examined from the daily rainfall registrations and the dry periods were defined by three following means :

a) Periods without rainfall.

b) Dry periods were defined by rainfall of more than 5 mm. and rainfall occurred in following days was being added including rainfall of at least 2,5 mm. preceding rainfall or rainfall group of at least 5 mm. by one day; rainfall occurred latest on the third day after rainfall of 5 mm. and more was being added to that previous and the due days were not included in dry periods; only dry periods lasting more than 5 days were taken into account.

c) Dry periods were defined by rainfall of more than 10 mm. as stated in latter case and the preceding days with rainfall occurrence of at least 2,5 mm. of moisture were being taken into account before daily rainfall of 10 mm. and more; the following days with up to three days interval without rainfall were added to the days with rainfall of 10 mm. when rainfall of at least 2,5 mm. followed. The boundary of rainfall of 5 mm. was chosen since this rainfall damps the soil at least perceptible according to experiences. The boundary of rainfall of 10 mm. was chosen since this rainfall begins to produce soil moisture store in the upper part of the soil root layer and further since beyond this boundary there usually occurred some groups of rainfall days with much higher total rainfall as it is obvious from the registrations of daily rainfall. There were only 4,9 per cent of the total amount of single eliminated rainfall of less than 5 mm. and in another case, there were 10,3 per cent of the total amount of eliminated rainfall of less than 10 mm.

By these means the established dry periods were added up for vegetation periods and occurrence probability was calculated according to the length of the dry period with regard to the examined number of years.

According to the value distribution character (fig. 3), it was possible to conclude that dependence of sum frequency of dry periods on their length can be expressed rather precisely by following equation :

$$f(P) = \tilde{T} = a_0 - a_1 \log P \quad (1)$$

where $\tilde{T} = f(P)$ is the function value of dry period length in dependence on occurrence frequency,

P = is sum relative frequency of dry periods,

a_0, a_1 are constants.

From the equation (1) it results :

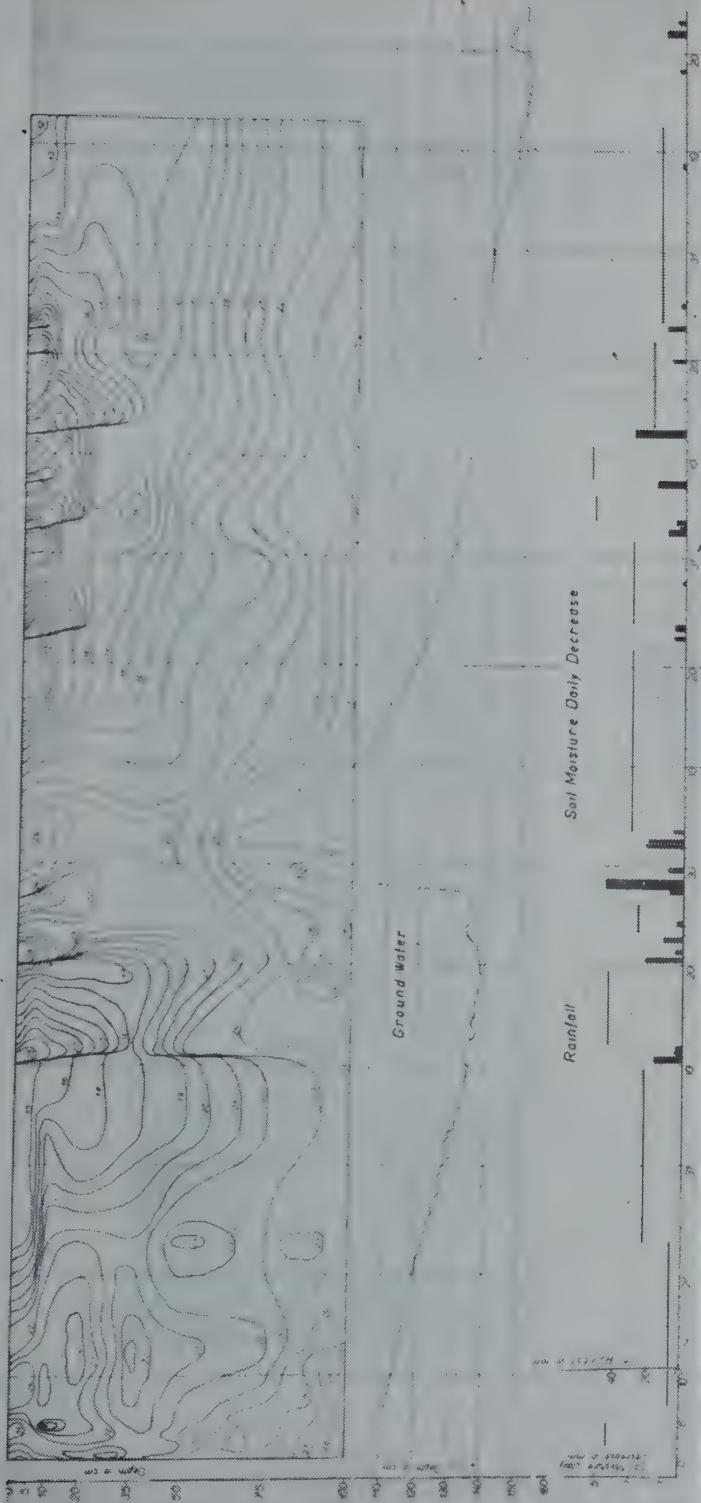
$$(t - \tilde{T})^2 = \Sigma(t - a_0 + a_1 \log P)^2,$$

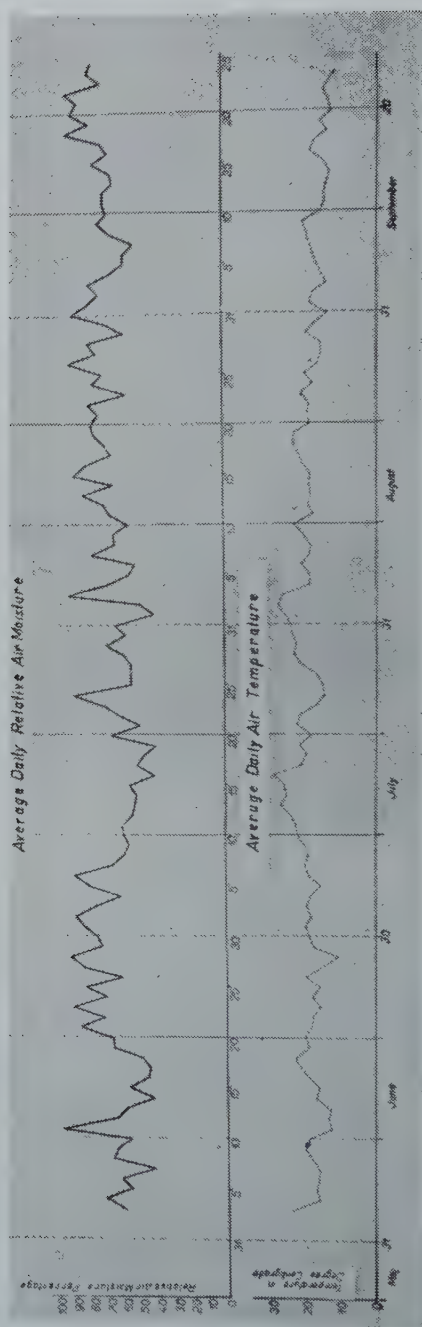
TABLE 1

Table of Correlation Coefficients of Monthly Rainfall in the Month of April up to July within the Years 1901 till 1950 at Hurbanovo
(According to Pearson)

Months	April	May	June	July				
Average Rainfall Sums	45	62	58	59				
Correlation Coefficients	r_{12}	r_{13}	r_{14}	r_{23}	r_{24}	r_{34}		
Values	-0,279	-0,121	-0,073	-0,0284	-0,117	+0,466		
Partial Correlation Coefficients	$r_{14;3}$	$r_{14;2}$	$r_{24;3}$	$r_{34;2}$	$r_{24;1}$	$r_{34;1}$	$r_{23;1}$	
Values	-0,0189	-0,11	-0,117	+0,46	-0,138	+0,44	-0,134	-0,065
Partial Correlation Coefficients	$r_{14;23}$	$r_{24;13}$	$r_{34;12}$					
Values	-0,055	-0,122	+0,436					
Fourfold Correlation Coefficients	$R_{1,234}$	$R_{2,134}$	$R_{3,124}$	$R_{4,123}$				
Values	0,31	0,31	0,467	0,458				

SOIL MOISTURE ISOPLETHS IN VEGETATION PERIOD OF 1958





Meteorological Station: Dunajská Streda

Observation Period: 1906-1950

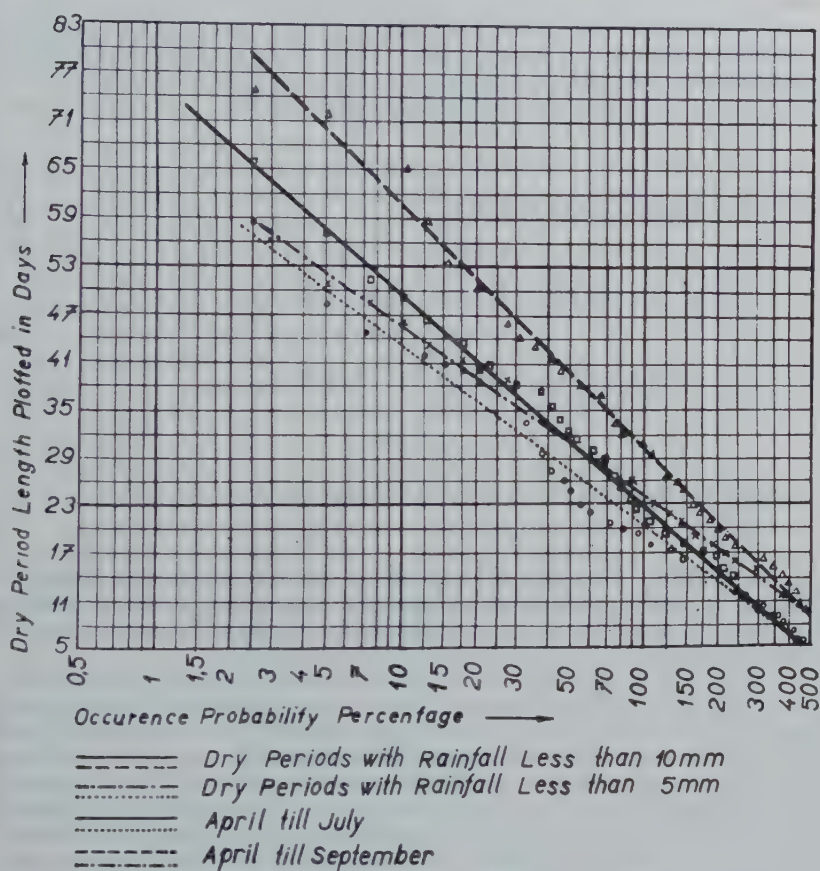


Fig. 3

where t is actual length of the dry period expressed in days. The quadratic members of the preceding equation have the lowest value when partial derivations by a_0 and a_1 equal to 0, then

$$\frac{\partial}{\partial a_0} (t - \tilde{T})^2 = -2 \sum (t - a_0 + a_1 \log P) = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial a_1} (t - \tilde{T})^2 = 2 \sum (t - a_0 + a_1 \log P) \log P = 0$$

By modification of these two equations we get equations for calculation of the constants

a_0 and a_1 , as follows :

$$\begin{aligned} a_0 N - a_1 \sum \log P &= \sum t \\ a_0 \sum \log P - a_1 \sum \log^2 P &= \sum t \cdot \log P, \end{aligned} \quad (2)$$

in which N is the number of observed years.

In this way, the equations of dry period frequency sum lines were found out for instance for Dunajská Streda, as follows :

1) for dry periods defined by rainfall of more than 5 mm. :

a) for the vegetation period of April till July :

$$T = 63 - 21,34 \log P \quad (3)$$

where the inversion function will be :

$$P = e^{6,79 - 0,108 T} \quad (3')$$

b) for the vegetation period of April till September :

$$P = e^{7,25 - 0,1075 T} \quad (4)$$

2) for dry periods defined by rainfall of more than 10 mm. :

a) for the vegetation period of April till July :

$$P = e^{6,6 - 0,0866 T} \quad (5)$$

b) for the vegetation period of April till September :

$$P = e^{6,87 - 0,0754 T} \quad (6)$$

It results from frequency sum curves (fig. 3) that there is frequent occurrence of long-term dry periods in the examined region, for instance, it is possible to establish from frequency sum curves that a dry period lasting 30 days in the vegetation period from April till September falls on every year on the average.

Dry periods occur most frequently in the months of August and September. There is also frequent occurrence of dry periods in the second half of April and in the second half of July. The least dry periods were relatively in the months of Mai and June, however, dry period lasting more than 20 days falls once within three years on the average on each of these months. The beginning and the end of dry periods is timely different with regard to the vegetation period. On the whole, it can be said that the end of spring dry periods is the most frequent in the first half of Mai and that the beginning of summer dry periods is the most frequent in the half of July or in the second half of August. In some years, dry periods last during several months with short interruption and in extremely dry years (1908, 1917, 1933, 1947) they last even during the whole vegetation period.

CONCLUSION

The good conformity of empirical and theoretical frequency sum curves verifies use availability of the others by evaluating variable rainfall occurrence in the examined region. The established values of the variation coefficients ($C_v = 0,20 - 0,30$) point at considerable dispersion of rainfall sums in single years and vegetation periods. Average increasing crops by irrigation effect can be evaluated by means of frequency sum curves (e.g. the third type of Pearson curves) and crops dependence on moisture shortage.

The established irregularity of rainfall sum occurrence of single months of the

vegetation period shows that it is not possible to prepare irrigation operation for the following month on the basis of rainfall of the preceding month. The operation of irrigation can be organized only on the basis of following soil moisture regime and in dependence on physiological pretensions of agricultural produce.

By evaluating occurrence of dry periods, there were designed sum frequency curves that were expressed by the equations (3) up to (6). It follows from these sum frequency curves as well as from the derived equations that there is frequent occurrence of long-term dry periods which have to be considered by evaluating drought of the examined region and by organizing the operation of irrigation.

LOS SEQUIAJES DEL DUERO

Juan José de ASPURU

Ingeniero Industrial De la Sección de Estudios y Proyectos de
«IDERDUERO, S.A.» (España)

RÉSUMÉ

Cette communication est destinée à présenter les caractéristiques plus saillantes des périodes sèches du Duero, un des fleuves plus importants de l'Espagne.

Une fois indiquées les caractéristiques fondamentales du bassin versant, on fait l'analyse des débits annuels depuis 1865, ayant obtenu les valeurs entre 1865 et 1919 par corrélation avec les précipitations moyennes, dès 1920 les données ont été obtenues par mesure directe. En indiquant les principales caractéristiques hydrologiques des années les plus sèches, on compare ces valeurs au reste de l'Europe.

A continuation sont étudiés les étiages annuels ainsi que la loi de décroissance des débits, et on arrive à prévoir les valeurs qui déterminent l'évolution des étiages en périodes sans pluies. Finalement la détermination de ces lois a permis d'estimer les capacités de rétention du bassin en différentes situations.

1. — DESCRIPCION DE LA CUENCA DEL DUERO

El estudio de sequiajes se va a limitar a la cuenca del Duero, excluyendo el Esla y el Tormes, ya que estos dos afluentes, en especial el primero, tienen características peculiares que aconsejan considerarlos con cierta independencia desde el punto de vista del estudio de sus caudales. La cuenca así considerada tiene una extensión de 41.800 Km², que corresponde a la estación de aforos que IBERDUERO, S.A. tiene en Villachica (Toro-Zamora) y que viene funcionando sin interrupción desde 1920.

La cuenca del Duero está situada en la meseta central de la Península Ibérica y forma una cubeta abierta solamente al Oeste, bordeada en toda su periferia por los Montes de León, Cordillera Cantábrica en el Noroeste y Norte; por la Cordillera Ibérica en el Este y por las Sierras de Guadarrama, Gredos y Gata en el Sureste y Sur.

La meseta ocupa un 70 por ciento de la superficie total de la cuenca, el relieve de ésta es poco acentuado y su altitud oscila entre 850 y 650 m. que se contraponen a las de las cadenas montañosas del contorno que llegan a sobrepasar los 2.000 m.

Se origina el Duero en el pico de Urbión (2.176 m.) del Sistema Ibérico, estando constituido en su primer tramo por abundantes arroyos torrenciales que proceden del anfiteatro de altas cumbres de Urbión y Sierra Cebollera.

A su paso por Almazán (953 m.), ha descrito desde su origen, una amplia curva con la concavidad hacia el Oeste en una longitud de casi 100 Kms. En Almazán acaba, puede decirse, el carácter torrencial disminuyendo considerablemente su pendiente al entrar en los terrenos despejados de la meseta castellana.

En esta segunda parte de su recorrido, el cauce del río es divagante y atraviesa terrenos horizontales y fácilmente erosionables del periodo terciario, donde se desarrollan principalmente cultivos de secano (trigo y vid). En las proximidades de Valladolid, se le une el Pisuerga con una cuenca vertiente de 15.860 Km². Este río nace en la Cordillera Cantábrica, pico de Tres Mares (2.175 m.). En el tramo de la meseta, desde Alar del Rey hasta Palencia en un trayecto de un centenar de Kms. se unen al Pisuerga numerosos afluentes procedentes de la zona baja de la Cordillera Cantábrica o de las vertientes occidentales del Sistema Ibérico. Estos afluentes más importantes son, el Arlanzón que procede de la Sierra de la Demanda (2.134 m.) y el Carrión, el más occidental y el más importante río de la red fluvial del Pisuerga.

A continuación aparece un mapa general de la cuenca con la red fluvial y curvas de nivel.



2. — MEDIDA DE PRECIPITACIONES

Existe una extensa red pluviométrica bastante uniformemente repartida por toda la cuenca. La densidad de la red supone unos 6 pluviómetros por cada 1000 Km².

Por dificultades de conservación no existen pluviómetros totalizadores de alta montaña, lo que conduce a que las precipitaciones sean estimadas por defecto.

En las capitales de provincia más importantes hay datos de precipitaciones desde 1.865, lo que supone un útil valioso para todos los estudios hidrológicos que se realicen en la cuenca.

3. — MEDIDA DE CAUDALES

Desde el año 1920 y sin interrupción IBERDUERO, S.A. viene registrando las aportaciones del río Duero en su estación de aforos de Villachica (Toro, provincia de Zamora).

Esta estación desde su instalación está provista de limnógrafo y periódicamente se realizan aforos con molinete suspendido. Aunque la mayor garantía en la determinación de caudales queda fijada en los 30 a 500 m³/s., la exactitud en los caudales bajos es aceptable.

4. — LAS SEQUIAS HIPERANUALES

Se han podido definir con bastante garantía las aportaciones anuales del Duero en Villachica desde 1865-66.

Con este objeto se ha establecido una correlación entre las precipitaciones medias en la cuenca y la suma de las precipitaciones en las estaciones de Soria (1053 m.), Burgos (930 m.) y Valladolid (693 m.) afectadas de distintos coeficientes en función de las áreas de las cuencas parciales de igual altitud que les estaciones citadas.

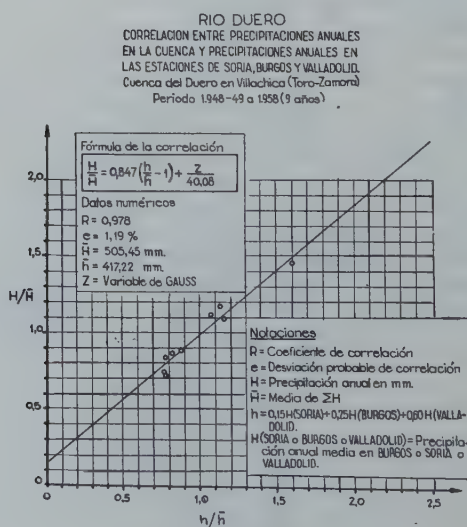


Fig. 2

Con este criterio se ha visto que la precipitación representativa de la cuenca responde a la fórmula :

$$h = 0,15 H (\text{Soria}) + 0,25 H (\text{Burgos}) + 0,60 H (\text{Valladolid})$$

La correlación entre esta precipitación y la precipitación anual media en la cuenca da un coeficiente de correlación elevado (0,978). Las características numéricas y la representación gráfica de la correlación puede verse en la figura 2 adjunta.

Como segundo paso para llegar al conocimiento de las aportaciones, se ha hallado una nueva correlación entre las h anteriormente definidas y las aportaciones anuales en Villachica.

Como era lógico suponer, el coeficiente de correlación es algo menor (0,854), pero dada la clase de magnitudes que intervienen puede considerarse como satisfactorio.

Los datos numéricos y la configuración de la correlación pueden verse en la figura 3 que seguidamente se incluye.

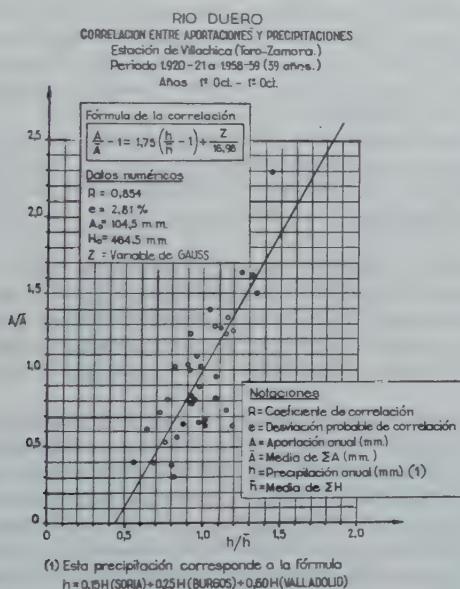


Fig. 3

De esta manera, se ha conseguido establecer una serie de caudales, lo bastante extensa para poder sacar consecuencias en relación a la frecuencia y magnitud de las aportaciones del Duero en años secos.

Si analizamos la serie en orden cronológico desde 1865, se observan al principio, en los años 1867-68 y 1869-70 las aportaciones anuales mínimas registradas, especialmente el año 1869-70, con una aportación de 861 millones de m^3 . (Hidraulicidad 21,7 %). Esta sequía revistió caracteres importantes y coincide con la precipitación mínima anual en el Observatorio de Madrid (261,5 mm.), lo que corrobora nuestros cálculos. El sequiaje se presentó ya desde el otoño, presentando mayor gravedad en los meses de abril y mayo, fallando completamente las lluvias en primavera. Es curioso notar como este año se registran precipitaciones relativamente abundantes en agosto,

especialmente en Valladolid (24,8 mm.), sin duda debidas a lluvias de origen tormentoso.

Entre estos dos años excepcionalmente secos, aparece el año 1868-69 con una hidraulicidad del 92 %, caso que como veremos volverá a repetirse.

Transcurridos 5 años se presentan dos años secos seguidos 1874-75 y 1875-76, las hidraulicidades respectivas son 48,05 y 50 %. Al cabo de 14 años vuelven a aparecer dos años secos juntos : 1889-90 y 1890-91, con hidraulicidades de 54,27 y 36,38 %. Esta particularidad de presentarse por parejas los años secos, sin llegar a ser una ley definida puede establecerse como una tendencia, con la variante de que algunas veces en vez de ser seguidos, se presenta entre los dos años secos un año del tipo medio. Este hecho se presentó en 1869-70 y se repite en 1895-96 con el año medio en ambos casos entre dos años secos; las hidraulicidades son del 31,1 % para 1895-96, 93,70 % para 1896-97 (año medio) y 50,3 % para el año 1897-98.

Después de 8 años aparece un año seco aislado en 1906-07, con una hidraulicidad de 36,6 % y en 1912-13 vuelve a repetirse el fenómeno con un año como el de 1912-13, cuya hidraulicidad es de 49,1 %. A continuación, es decir desde 1913 hasta 1944, se presenta un periodo de 31 años excepcionalmente húmedo, en el cual se observan años como el de 1935-36 y el de 1940-41, con hidraulicidades de 288,5 % y 253,64 %, que son los más abundantes de la serie, siendo probablemente superados por el año hidrológico actual 1959-60. Durante este período el año más seco es el de 1917-18, cuya hidraulicidad es de un 63,7 %, que aunque baja es bastante superior a las que anteriormente se han examinado.

En 1943-44 vuelve a aparecer la pareja de años secos, siendo las aportaciones del año 1944-45 bastante más inferiores que las del anterior; las hidraulicidades correspondiente son 59 % y 45 %. En 1948-49 y 1949-50 se presentan otra vez dos años secos, éstos de excepcional magnitud, con hidraulicidades de un 33,9 y de un 42,4 % respectivamente.

En este período los caudales fueron anormalmente bajos, principalmente por estar la sequía anterior de 1944-45 relativamente próxima y en consecuencia las reservas subálveas agotadas. Se ha podido observar como en el periodo de enero a mayo en estos dos años se presentan las hidraulicidades mensuales más bajas : 18,73 y 19,18 % para enero y febrero de 1949, y 27,36 % y 29,43 % para los mismos meses de 1950.

En 1956-57 vuelve a aparecer otro año seco, hidraulicidad 44,9 %, seguido de otro algo más húmedo 1957-58, aunque por debajo de la media, hidraulicidad 63 %. Como se verá más adelante el estiaje de 1957 ha sido el más duro desde 1920.

En el presente análisis de la serie y ante la clásica dificultad de poder determinar hasta qué grado puede un año interpretarse como seco, nos hemos referido a aquellos excepcionalmente secos, cuyas aportaciones son inferiores a los 2.000 millones de m³. anuales, lo que corresponde aproximadamente a una hidraulicidad de un 50 %.

A continuación presentamos los años más secos observados en el período 1865-1960 (95 años) junto con sus características hidrológicas más importantes :

Años	Aportaciones anuales (mm)	Hidraulicidad (%)	Precipitación anual (mm)	Déficit de escorrentiá (mm)	Coefficiente de escorrentiá
1869-70	20,6	21,7	334,6	314,0	0,06
1867-68	23,1	24,3	340,9	317,8	0,07
1895-96	29,6	31,1	357,8	328,2	0,08
1948-49 *	32,2	33,9	379,2	348,0	0,08
1890-91	34,6	36,4	370,9	336,3	0,09
1906-07	34,8	36,6	371,3	334,7	0,09
1949-50 *	40,3	42,4	410,1	369,7	0,10
1956-57 *	42,3	44,5	395,4	353,1	0,11
1944-45	42,8	45,0	337,5	294,8	0,13
1874-75	45,7	48,1	399,9	354,2	0,11
1912-13	46,7	49,1	402,2	355,5	0,12
1875-76	47,5	50,0	404,5	357,0	0,12
1897-98	47,8	50,3	405,3	357,5	0,12

Los años con asterisco, han sido calculados por mediciones directas por ser posteriores a 1920.

Es interesante comparar estos datos con los correspondientes a un año medio como el año 1951-52.

Precipitación media anual	558 mm.
Aportación anual	75 mm.
Déficit anual de escorrentiá	483 mm.
Coefficiente de escorrentiá	0,14

Como puede verse la hidraulicidad es inferior al cuadrado de la pluviosidad (precipitación relativa) en contraposición con esta ley generalmente admitida.

Con relación a las sequías en el resto de Europa, se observa que los años secos del Duero son comunes a toda Europa Occidental, pero la ordenación cuantitativa no es la misma. Así el año 1920-21 revistió caracteres graves en toda Europa, siendo el año más seco para el Rhin desde 1808; sin embargo, en el Duero presenta una hidraulicidad de un 71 % que, aunque inferior a la media, es muy superior a las indicadas anteriormente.

Por el contrario el año 1948-49, que ha sido muy seco en el Duero, es el segundo más seco en el Rhin desde 1808, es decir que esta sequía ha revestido más gravedad en Europa que en el Duero. Los años más secos en el Rhin desde 1808 ordenados de menor a mayor han sido los siguientes :

Años	Caudal medio anual (m ³ /s)
1920-21	611
1948-49	642
1864-65	763
1856-57	784
1869-70	796
1892-93	806
1873-74	837
1943-44	854

El caudal medio anual es 995 m³/s. en año medio.

Se ha establecido una distribución de LAPLACE-GAUSS para las aportaciones (fig. 4); esta distribución presenta un coeficiente de correlación elevado (0,99), pero para los años secos las frecuencias son algo inferiores a las reales.

Según este gráfico las frecuencias de los años más secos de la serie son :

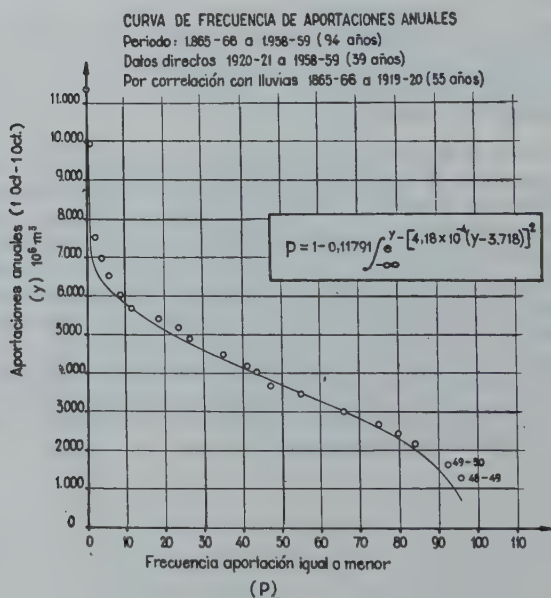


Fig. 4

Años	Frecuencia de aportación igual o menor (%)
1869-70	4
1867-68	5
1895-96	7
1948-49	8

5. — LAS SEQUIAS ANUALES

Por las características geográficas de la cuenca no existen sequiajes en invierno y se puede considerar que la ausencia de lluvias se inicia el mes de julio, siendo la duración normal aproximadamente de tres meses.

Considerando los meses de julio, agosto y septiembre, se clasifican a continuación los años de estiaje más pronunciado, indicando las características hidrológicas más importantes.

Años	Aportaciones Julio-Agosto-Sepb. (10 ⁶ /m ² .)	Hidraulicidad aportaciones (%)	Frecuencia de aportaciones iguales o menores (%)
1956-57	97	32,97	0
1944-45	102	34,67	3
1937-38	108	36,71	5
1921-22	136	46,23	12
1952-53	136	46,23	12
1949-50	143	48,61	15
1938-39	145	49,29	16
1948-49	150	51,00	17

Para hallar las frecuencias indicadas se ha establecido una distribución de aportaciones (fig. 5), que no es del tipo de LAPLACE-GAUSS, pero que presenta características definidas.

Puede verse como a un año seco, como el de 1948-49, no le corresponde forzosamente el estiaje más duro e inversamente se observa como el año 1937-38, cuya hidraulicidad es casi igual a la media (94%), tiene aportaciones de verano muy escasas.

CURVA DE FRECUENCIA DE APORTACIONES
EN ESTIAJE (JULIO - AGOSTO - SEPTIEMBRE)

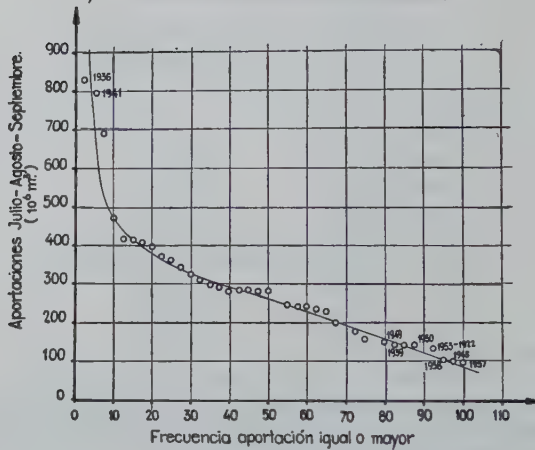


Fig. 5

Como características de estos estiajes pronunciados, damos a continuación algunos valores de lluvias, déficits y coeficientes de escorrentía :

Años	Aportaciones Jul. Ago. Sep. (mm)	Precipitaciones Jul. Agosto-Sept. (mm)	Coefficients de escorrentía	Déficit de escorrentía (mm)
1957	2,31	49,51	0,05	47,20
1953	3,25	41,96	0,08	38,71
1954	4,31	43,04	0,100	39,69

La aportación específica media durante estos mismos meses asciende a 7,04 mms.

6. LEYES DE DISMINUCION DE CAUDALES EN PERIODOS SIN LLUVIAS

Durante la serie de años comprendida entre 1920 y 1959, se han estudiado las leyes a que obedece la disminución de los caudales en periodos en que no ha habido precipitaciones o en los cuales, éstas han sido esporádicas e inferiores a 5 mms.

Los embalses de cabecera que existen en la cuenca, totalizan una capacidad reguladora de 382 millones de m³, destinados principalmente a riegos; esta capacidad supone un 10% de la aportación anual media.

Las zonas de regadío están, en su mayoría, situadas aguas arriba de nuestra estación de aforos y no se aprecia por ello influencia notable de la regulación en la evolución de los estiajes, dándose el caso de que el estiaje más pronunciado, y en el cual se ha llegado a caudales mínimos de 4 m³/s., se ha presentado durante el año 1957.

Se ha podido ver como se cumple con bastante exactitud la ley exponencial representada por

$$Q = Q_0 e^{-\alpha t}$$

En la cual Q es el caudal que presenta el río, al cabo de t días, a partir de un caudal inicial Q_0 , desde cuyo momento no hay precipitaciones.

A continuación aparecen algunos gráficos en los cuales puede verse la mayor o menor aproximación a la ley anterior, habiéndose adoptado una escala semi logarítmica para convertir en lineal la anterior ley exponencial.

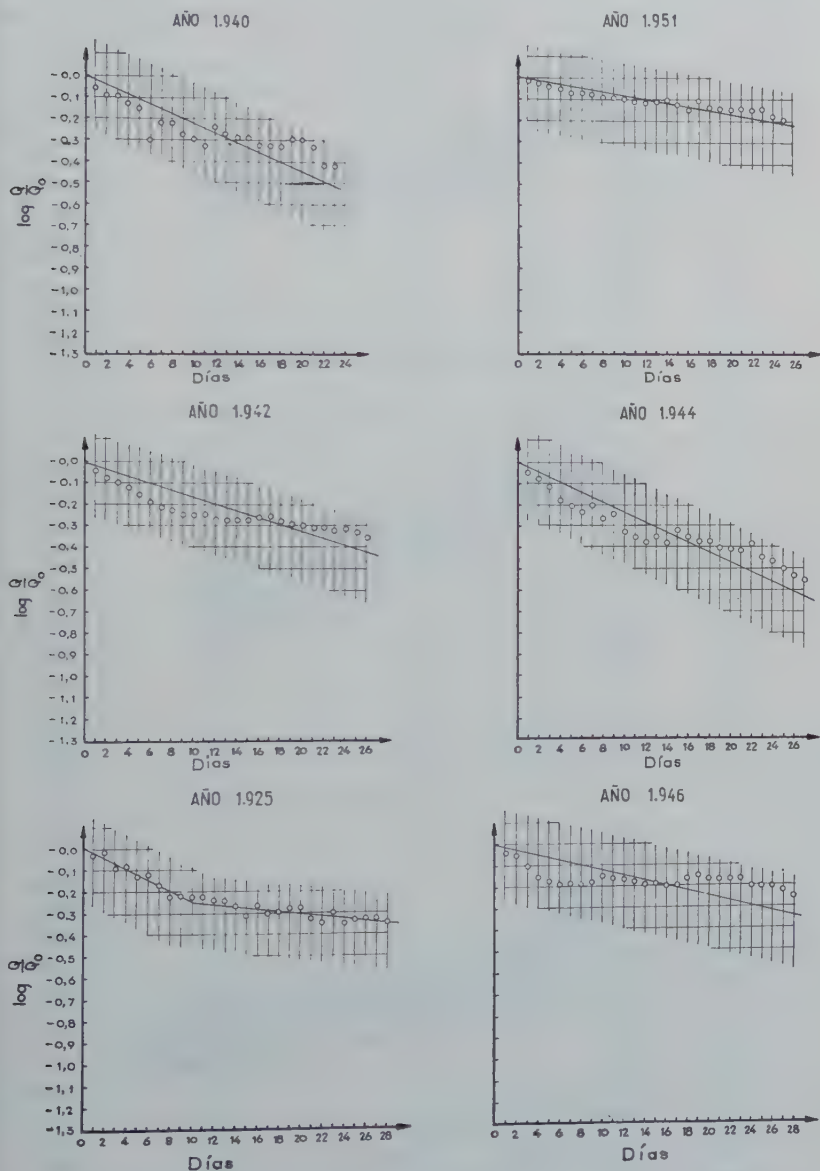


Fig. 6 — Curvas de disminución de caudales en función del tiempo.

Se observa en algunos años, como a partir de cierto número de días, se modifica la ley apareciendo una disminución más suave en los caudales, pero manteniéndose la ley exponencial con distintos valores de α . Este cambio en la ley de decrecimiento es debido a pequeñas precipitaciones, las cuales sin provocar aumentos de caudal modifican el régimen del río.

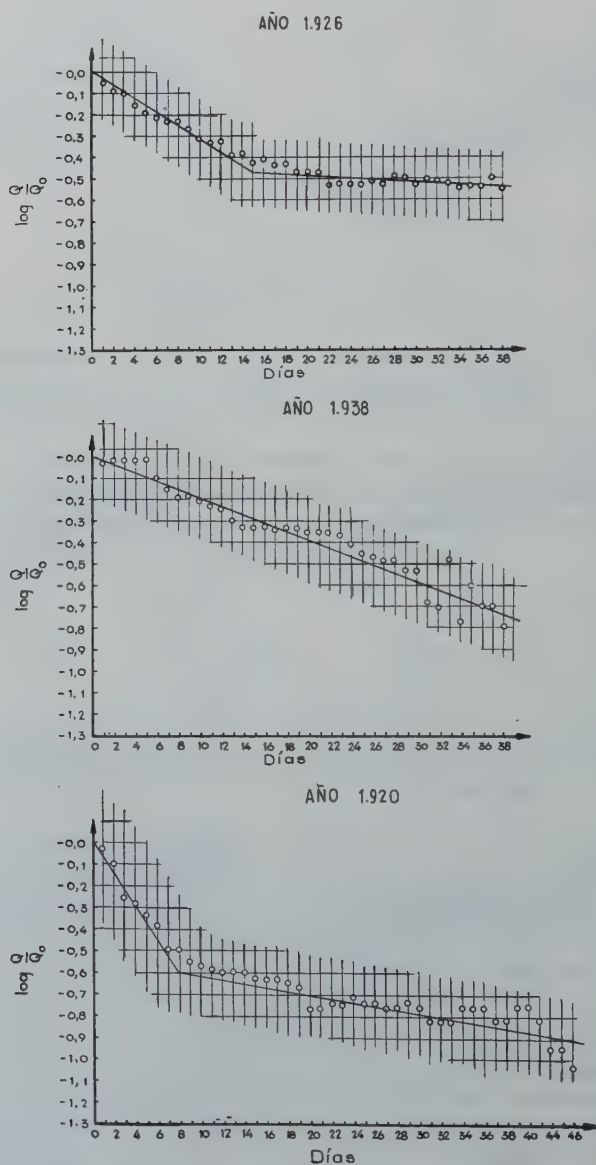


Fig. 7 — Curvas de disminución de caudales en función del tiempo

Se ha observado también que con precipitaciones aisladas del orden de 4 à 5 mms., puede presentarse un ligero aumento del caudal, con una posterior acentuación brusca del decrecimiento inmediatamente después de cesar las lluvias a valores inferiores a los anteriores, como si se produjera un descebamiento. Este fenómeno ha sido observado en otros ríos, especialmente en la Dordogne.

Se explica el cumplimiento de la ley exponencial, ya que ésta se refiere a periodos secos y a cuencas alimentadas por reservas subálveas profundas, lo que se verifica, ya que los periodos estudiados se refieren a periodos de estiaje, en cuanto a la pro-

Años	Fecha aparición Q_0	Q_0 (m ³ /s)	α	Días sin lluvia
1920	22-7	140	0,148	49
1921	11-8	25	0,031	19
1922	15-8	26	0,185	11
1923	22-8	17	0,037	13
1924	1-6	89	0,044	48
1925	26-7	25	0,058	32
1926	6-7	78	0,071	54
1927	13-7	84	0,099	27
1928	7-8	52	0,014	33
1929	25-7	33	0,032	43
1930	9-8	73	0,022	30
1931	16-9	35	0,023	16
1932	30-8	47	0,015	8
1933	6-7	70	0,037	15
1934	24-7	40	—	8
1935	20-8	55	0,018	20
1936	28-8	55	0,046	6
1937	25-6	210	0,117	54
1938	19-5	70	0,045	40
1939	24-7	29	0,086	29
1940	15-8	45	0,051	24
1941	4-8	112	0,018	42
1942	4-7	79	0,040	31
1943	27-7	55	0,046	14
1944	12-7	27	0,054	28
1945	28-5	25	0,048	18
1946	2-7	42	0,028	43
1947	4-7	67	0,039	17
1948	13-6	93	0,058	22
1949	12-7	29	0,061	44
1950	25-8	25	0,053	20
1951	7-8	33	0,020	26
1952	25-7	66	0,061	25
1953	1-7	60	0,075	19
1954	7-6	167	0,100	48
1955	21-6	94	0,094	20
1956	2-7	91	0,042	31
1957	26-6	66	0,082	19
1958	30-6	97	0,057	32

fundidad de las reservas subterráneas, se ha visto por sondeos que éstas se encuentran principalmente a 110 metros de profundidad.

Los distintos valores de α observados, el número de días sin lluvia durante los cuales se ha estudiado el fenómeno, así como el caudal inicial, pueden verse en el cuadro adjunto.

Los valores medios de la anterior relación son :

$$Q_{om} = 65 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\alpha_m = 0,057$$

$$t_m = 28 \text{ días}$$

CURVA DE FRECUENCIA DE DÍAS SIN
LLUVIA (JULIO-AGOSTO-SEPTIEMBRE)

Periodo 1920-1938

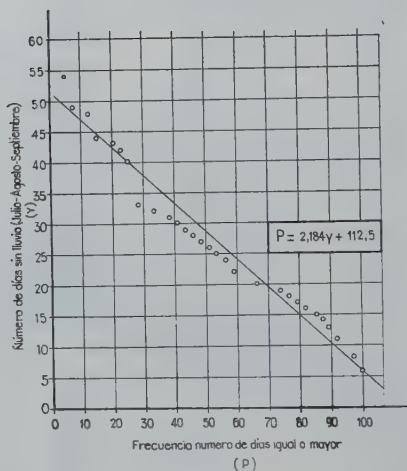


Fig. 8

Se ha establecido una distribución (fig. 8) en la cual puede verse la frecuencia de los días sin lluvia; es curioso notar como esta distribución es lineal.

VII — PREVISION DE LAS LEYES DE DISMINUCION DE CAUDALES

Se ha visto la gran variabilidad de los exponentes α que definen la disminución de caudales; estos valores oscilan desde 0,148 a 0,014, lo que supone que a cada situación en las reservas subterráneas de la cuenca, le corresponde una ley determinada.

Desde el punto de vista hidroeléctrico, es de gran interés poder prever en lo posible estas leyes de decrecimiento y para ello hemos tratado de correlacionar los valores característicos del periodo seco, tales como Q_0 , α , con caudales representativos del periodo anterior; éstos han sido los caudales medios de los 30, 60, 90 días antes de la desaparición de las lluvias, habiéndose también estudiado con resultado negativo la influencia de la aportación acumulada desde el 1º de octubre anterior hasta la fecha en que se inicia el período sin lluvias.

Como resultado de todos estos tanteos, se ha visto que la mayor influencia sobre la evolución del estiaje la tienen las aportaciones del río durante los 30 días anteriores

al cese de las lluvias; esta influencia se hace patente en las correlaciones entre estos valores y los caudales medios diarios 10 y 20 días transcurridos después del cese de las lluvias (figs. 9 y 10). Con estas magnitudes se han obtenido las correlaciones mejor definidas.

En los gráficos anteriormente citados puede verse que la correlación con caudales a los 10 días tiene un factor de 0,774 y la correspondiente a los 20 días de 0,634. Estos valores marcan una tendencia aceptable para poder fijar una previsión.

Conocidos los valores de los caudales a los 10 y 20 días después del cese de las lluvias, puede calcularse el valor del exponente α ,

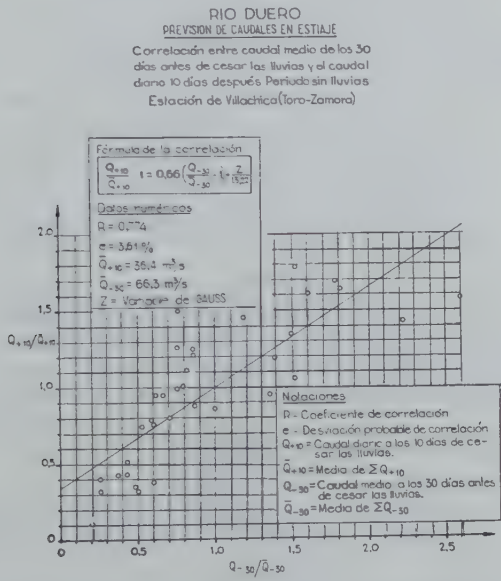


Fig. 9

mediante la fórmula

$$\alpha = \frac{\log Q_{+10} - \log Q_{+20}}{10 \log e}$$

quedando así definida la evolución de los caudales.

Con el conocimiento de la ley de disminución y con la curva de frecuencia de días sin lluvia, pueden estimarse en intensidad y duración, los periodos de estiaje críticos previamente conocido el caudal medio de los 30 días antes de producirse el cese de las lluvias.

RIO DUERO
PREVISION DE CAUDALES EN ESTIAJE
Correlación entre caudal medio diario de
los 30 días antes de cesar las lluvias y el cau-
dal diario 20 días después. Período sin lluvias
Estación de Villachica (Toro-Zamora)
Período 1920-1956 (37 años)

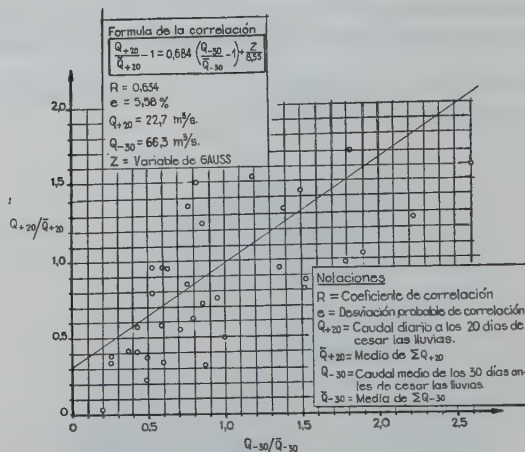


Fig. 10

8. CAPACIDAD DE RETENCIÓN DE LA CUENCA

La integración de la curva de agotamiento

$$\int_t^\infty Q_0 e^{-t} dt$$

dará con una aproximación por defecto, el volumen de agua retenido por la cuenca, decimos por defecto, ya que en esta evaluación no tenemos en cuenta las pérdidas por evapotranspiración.

Con los valores medios de Q_0 , α antes obtenidos, y haciendo $t = 0$, hemos hallado que la capacidad de retención total media en estiaje de la cuenca del Duero, es de

$$98,53 \text{ millones de m}^3,$$

Esta cifra supone el agotamiento completo de la reserva subálvea y representa un 2,5% de la aportación del río en año medio.

Como la duración media del período de ausencia de lluvias es de 28 días, resulta que de la anterior capacidad de retención total, sólo se incorpora al Duero una cantidad de agua igual a

$$\int_0^{28} Q_0 e^{-at} dt$$

lo que supone una aportación al Duero, de

$$78,82 \text{ millones de m}^3.$$

cantidad que proviene exclusivamente de la reserva subálvea y representa un 2% de la aportación anual media.

Si rehacemos los anteriores cálculos, no con los valores medios, sino con los valores correspondientes a los años, que, según hemos visto, tienen estiajes más pronunciados, obtenemos los siguientes resultados :

Años	Capacidad de retención total (10 ⁶ m ³)	Aportación procedente de la retención (10 ⁶ m ³)
1956-57	69,57	54,93
1944-45	45,00	26,10
1937-38	134,44	111,59
1921-22	121,40	105,62
1952-53	69,10	52,52
1949-50	40,75	26,49
1938-39	31,09	28,60
1948-49	41,08	38,20

Es interesante comparar los anteriores valores relativos a años secos con el año de estiaje de mayor caudal inicial de la serie y que además haya presentado un periodo largo sin lluvias, durante el cual esté bien definida la ley de decrecimiento de caudales. Un año que cumpla estas condiciones es el año 1941 y puede servir para definir la capacidad máxima de retención de la cuenca del Duero; los valores característicos de 1941 son :

$$Q_0 = 110 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\alpha = 0,018$$

Aplicando la fórmula anterior se obtiene para la capacidad máxima de retención de la cuenca del Duero la cifra de

$$537,61 \text{ millones de m}^3.$$

A esta cifra sería preciso agregar el agua que se extrae en los numerosos pozos de la cuenca, según estimación de los Ingenieros de Minas Srs. Alvarado y Solache, puede llegar a los 21 millones de m³. anuales; si consideramos que en estiaje la cifra por este concepto puede ser la mitad, llegamos aproximadamente alors

$$550 \text{ millones de m}^3.$$

lo cual representa una aportación específica de 13,16 mm. de agua. Esta cifra tan importante de retención subterránea explica el gran artesianismo de la cuenca, motivado por las condiciones geológicas de la misma.

En efecto la cuenca encierra extensas manchas miocénicas, las cuales principalmente a profundidades de 120 m. originan mantos acuíferos notables; estas zonas se extienden a ambos lados de los ríos Duero y Pisuerga desde Toro hasta Almazán y Palencia.

VARIABILITY OF ANNUAL RIVER FLOW RELATED TO RAINFALL RECORDS

J. V. SUTCLIFFE and W. R. RANGELEY

(Sir Alexander Gibb and Partners, Consulting Engineers, London)

RÉSUMÉ

L'importance de la variation du débit annuel des fleuves est précisée et le besoin de baser les études sur les précipitations observées aussi bien que sur les débits observés est illustré par les études récentes de deux fleuves — le Tana en Afrique Orientale et le Tongariro en Nouvelle Zélande.

La précipitation moyenne sur le bassin versant du Tana a été déduite des cartes isohyètes de la région, et pour le bassin versant du Tongariro l'emploi a été fait des corrélations entre précipitation et niveau du terrain. Pour pouvoir pousser l'étude de la variation annuelle des apports d'eau les totaux enregistrés par des stations pluviométriques établies depuis un grand nombre d'années ont été exprimés en pourcentage de la moyenne pour établir un «chiffre index» pour chaque année pour chaque station. La moyenne de tous les «chiffres index» de toutes les stations pour chaque année a été prise comme «chiffre index du bassin versant» pour l'année en question.

Le «chiffre index du bassin versant» et la précipitation moyenne ont été employés pour déduire la précipitation annuelle. Ce chiffre a été comparé avec le débit total du bassin versant pour les années où les deux gammes de chiffres étaient disponibles et une bonne corrélation a été trouvée. Les pertes d'eau du Tana et du Tongariro sont comparées. Le rapport précipitation/écoulement a été employé pour évaluer le débit pour les années pour lesquelles des observations de débit n'étaient pas disponibles. De cette manière il a été possible d'améliorer la confiance dans l'évaluation du débit moyen et des variations de débit.

Les évaluations des débits bas annuels dans les deux régions sont comparées.

SUMMARY

The importance of variability of annual river flow is stressed, and the need to combine rainfall records with runoff records to estimate mean flow and variations is illustrated by recent studies of two rivers, the Tana in East Africa and the Tongariro in New Zealand.

The average precipitation over the Tana catchment was deduced from an isohyet map, and over the Tongariro catchment by means of precipitation-elevation correlations. In order to investigate the variability of annual precipitation, the totals recorded at long-established stations in individual years were expressed as a percentage of the long term average to give a station index for each year. The mean of the indices at all the stations was taken as the catchment index for the year.

The yearly rainfall over the catchment was deduced from the average precipitation and the yearly catchment index. This total was compared with runoff totals in the years for which both were available, and good correlations were found. The losses from the Tana and Tongariro catchments are compared. The rainfall-runoff relationship was used to estimate the river flows in the period in which there were no records and thus increase the reliability of estimates of mean flow and variations.

The estimates for low annual flows in the two areas are compared.

1. IMPORTANCE OF VARIATIONS IN RIVER FLOW

Variations of annual river flow below the long term mean value are often of greater significance than the mean flow itself in the economic planning of river basin projects. This applies particularly to those projects which depend essentially on seasonal rather than over-year storage. Variations below the mean are especially important in the planning of domestic and irrigation water supplies and of hydro-electric schemes to provide large independent supplies of power.

The studies referred to in this paper were made in connection with the development of both hydro-electric power and irrigation in the Tana basin north-east of Nairobi in East Africa and of hydro-electric power from the Tongariro river in the central North Island of New Zealand.

2. COMBINED STUDY OF RIVER AND RAINFALL RECORDS

In nearly all parts of the world rainfall records cover a much longer period and are more complete than river flow records, which are often inadequate to provide a basis for the assessment of variability of annual flow. Just as a short period of rainfall records may be far from typical, so short term records of river flow may give false values of both the mean and the variations. Full use must therefore be made of rainfall data as well as river flow records in order to improve the reliability of estimates of mean and low annual flows. The application of this combined approach is illustrated by recent studies of the Tana and Tongariro, two river systems which are in very different environments.

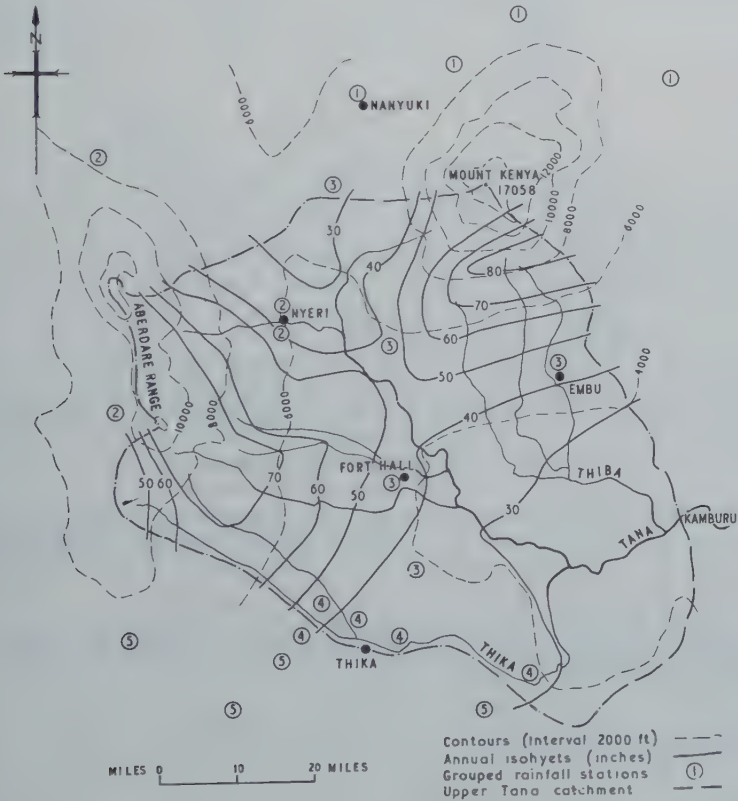


Fig. 1 — Tana above Kamburu

The upper Tana catchment covers an area of 3,600 square miles and ranges from moorland at an altitude of over 10,000 feet to semi-arid plains at about 3,000 feet. It lies near the equator and the rainfall pattern is markedly seasonal with a bimodal distribution accompanied by a high degree of variability.

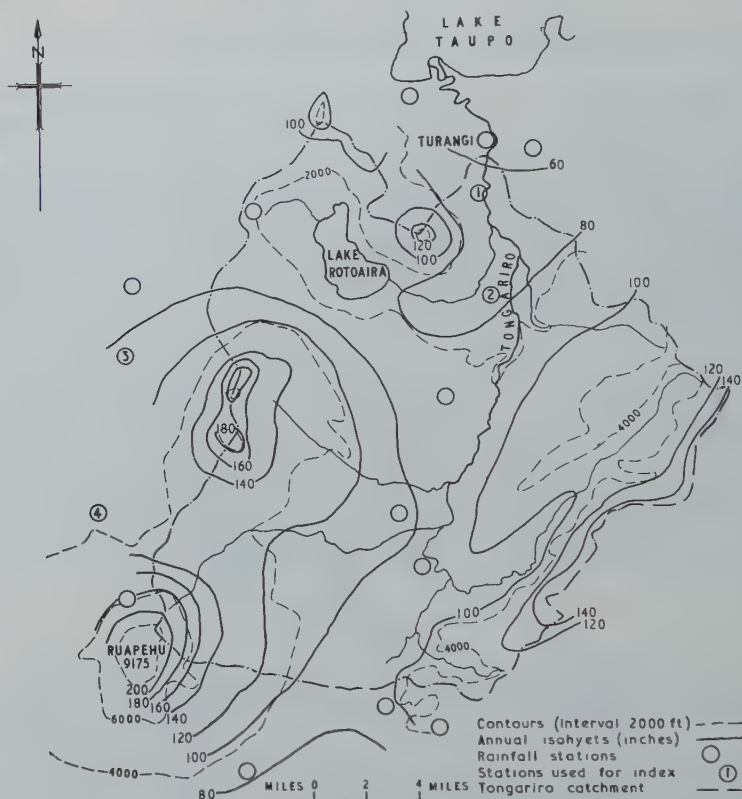


Fig. 2 — Tongariro above Turangi

The Tongariro drains an area of about 300 square miles, including a large group of volcanic mountains, in a region of prevailing westerly winds and of heavy precipitation with a comparatively low variability. The precipitation is evenly distributed throughout the year, and falls of snow occur in the higher areas.

Although they differ widely in most respects, the two catchments have in common a wide range in elevation, as may be seen in Figs. 1 and 2, and the dominance of orographic precipitation.

3. AVERAGE PRECIPITATION

3.1. Tana

The Tana catchment contains a large number of rainfall stations, some of which have been established for a long period. Annual averages from 166 stations were

used to compile an isohyet map. This shows the rainfall rising steadily with elevation from 25 inches at about 3,000 feet on the plain to 80 inches at about 8,000 feet on Mount Kenya and the Aberdare Range, with a rainfall shadow between those two mountain areas. The average rainfall on the catchment was estimated from this map to be 46 inches.

3.2. Tongariro

As the Tongariro catchment is virtually uninhabited, very few rainfall stations existed when the investigation was begun. Five stations in or near the catchment with records for periods varying up to thirty years were used as a basis for a study of the rainfall. A number of other stations were established during the course of the survey at various heights up to 6000 feet. The records of the new stations were found to be so consistently related to those of the older stations that it was possible to derive averages which appeared reasonable from very short periods of records. The averages of both new and old stations suggest that there is a close correlation between precipitation and elevation, with the annual average rising because of orographic influence from 50 inches at 1200 feet near Lake Taupo to 200 inches at 6000 feet. After the catchment areas at various heights had been measured, the relationship between precipitation and elevation was used to estimate the average precipitation on the catchment as 106 inches.

4. VARIABILITY OF PRECIPITATION

Although the variability of precipitation at single stations has received considerable attention, similar studies covering extensive areas appear to have been neglected. This analysis of variations in precipitation is based on the assumption that the recorded figures can be combined to provide a satisfactory indication of both the total precipitation on the catchment and the pattern of distribution within it. This assumption can be verified by certain correlation tests.

In the areas studied the average precipitation differs widely from station to station because of differences in elevation. Thus the variations of annual totals from the mean are not comparable from one station to another when expressed as inches, but are comparable when the annual totals are expressed uniformly as percentages of the mean. The average of the percentages at all stations is considered to be the best measure of the annual precipitation over the catchment in terms of the average precipitation over the area. This method has the advantage that it gives equal weight to each station, and it can be used in years for which records are incomplete. The application of the method in each case is described below.

4.1. Tana

Twenty-two rainfall stations with long term records in or near the Tana catchment were selected and the mean value of the precipitation was computed for each over a common period of thirty years. The precipitation for each year at each station was then expressed as a percentage of the thirty year mean, and these figures have been termed the *station indices*. These *indices* express the variations of rainfall in a uniform manner, although the averages vary from 23 to 53 inches. The average of all *station indices* for any one year has been termed the *catchment index*. The *catchment index* was calculated for fifty years. Although less than twenty-two stations were operating in the early part of that period, it was considered that this would not lead to serious inaccuracies.

TABLE 1
Tana Precipitation
Group and Catchment Indices, 1908-57

Year	Group					Catchment	Year	Group					Catchment
	1	2	3	4	5			1	2	3	4	5	
1908		79	90		90	87.6	1933	90	93	74	74	82	82.0
1909		116	109		94	104.2	1934	80	85	85	72	68	78.0
1910		83	86		68	78.0	1935	103	108	103	107	113	106.7
1911		94	96	114	102	103.0	1936	111	103	109	106	110	108.0
1912		105	117	150	143	130.0	1937	112	122	130	137	157	131.6
1913		121	107	100	97	104.8	1938	87	80	101	105	97	94.7
1914	126	75	110	119	108	109.2	1939	80	74	67	54	56	65.7
1915	109	86	109	86	114	99.9	1940	83	104	107	104	112	102.2
1916	105	100	111	116	118	111.8	1941	100	101	108	130	122	112.9
1917	128	153	121	123	133	131.2	1942	86	94	106	104	107	100.0
1918	96	72	80	85	75	80.0	1943	80	84	84	85	72	81.3
1919	88	118	101	119	115	111.2	1944	83	86	79	79	80	81.5
1920	85	135	108	119	114	117.0	1945	85	96	82	98	85	88.5
1921	64	81	70	72	61	70.6	1946	90	80	107	103	98	96.7
1922	81	102	98	125	124	111.9	1947	112	136	122	134	131	127.1
1923	118	134	114	164	156	144.2	1948	109	84	89	95	91	93.6
1924	93	112	78	75	77	83.6	1949	73	72	59	52	56	61.7
1925	98	76	78	77	88	81.9	1950	104	78	103	84	92	92.3
1926	121	119	115	110	103	112.6	1951	161	138	150	161	143	150.9
1927	103	79	78	92	94	87.2	1952	79	82	76	79	82	79.5
1928	80	89	90	86	90	87.4	1953	108	87	99	73	68	87.8
1929	109	126	104	103	105	108.9	1954	109	105	106	111	99	106.2
1930	140	145	125	149	156	142.7	1955	100	112	85	89	81	92.9
1931	107	104	108	108	117	108.7	1956	109	106	112	99	87	103.0
1932	103	106	105	97	112	104.2	1957	129	125	123	123	131	125.3
Correlation Coefficients, Group :													
Catchment Index (1928-57)								0.88	0.90	0.95	0.97	0.95	
Standard Deviation of Catchment Index													19.9

In order to test that the *catchment index* is a reasonable measure of the year's rainfall, which depends on the existence of a consistent pattern of distribution, the stations were divided into five groups according to location. The averages of the *station indices* for each group for each year were computed, and these *group indices* were compared with the corresponding *catchment indices*. The two were found to be closely related, with correlation coefficients ranging from 0.88 to 0.97 (see Table 1). This suggests that the rainfall of the area is homogeneous and that the *catchment index* is therefore representative of the annual rainfall over the whole area. The local incidence of storms masks this homogeneity in the records of individual stations, which are less closely related to each other.

4.2. Tongariro

The study of variability of precipitation over the Tongariro catchment is facilitated by the greater homogeneity of precipitation at single stations by comparison with the Tana, but this advantage is offset by the shortage of long term records. Records for varying periods up to thirty years were available from only four stations. The long term averages of these four stations were deduced from the whole period of records at each site, adjusted where necessary by comparison with other stations. The *station indices* and *catchment indices* were derived as before. The coefficients of correlation between *station indices* and *catchment index* vary from 0.87 to 0.96 (see Table 2). This suggests that a reasonable estimate of the variation of annual precipitation over the catchment has been obtained in spite of the small number of established stations.

TABLE 2
Tongariro Precipitation
Station and Catchment Indices, 1928-58

Year	Station				Catchment	Year	Station				Catchment
	1	2	3	4			1	2	3	4	
1928		107			106.9	1944	92	93	93	99	94.3
1929		106			105.5	1945	120	121	113	115	117.3
1930		81			80.7	1946	113	103	116	116	111.8
1931		103			103.3	1947	98	100	92	80	92.4
1932		78			78.4	1948	96	97	100	107	99.9
1933		88		96	91.8	1949	102	103	92	104	100.4
1934	79	78			78.2	1950	79	79	79	91	82.0
1935		(159)			113.6	1951	91	107	100	102	99.7
1936		84			84.0	1952	120	110	125	116	117.9
1937	70	69		81	73.0	1953	110	107	116	106	110.0
1938		108		100	103.7	1954	82	81	93	93	87.2
1939		77		83	80.1	1955	106	113	111	110	110.2
1940		91		97	93.8	1956	128	123	121	112	120.9
1941	108	110		104	107.3	1957	88	90	93	104	93.8
1942	115	119	116	110	115.0	1958	127	119	105	111	115.7
1943	95	94	94	94	94.2						
Correlation Coefficients, Station : Catchment Index (1942-58)						0.96	0.93	0.94	0.87	13.6	
Standard Deviation of Catchment Index											

The *catchment indices* for the two areas are listed in Tables 1 and 2 and are plotted in histogram form in Fig. 3. These show that the precipitation is considerably more

variable on the catchment of the Tana than on that of the Tongariro, and Fig. 3 suggests that the distribution of the Tana precipitation is slightly skewed.

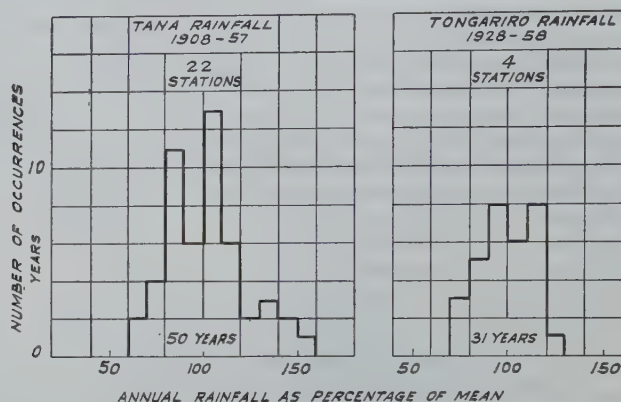


Fig. 3 — Rainfall Histogram

The different variabilities of precipitation on the two catchments are expressed as standard deviations in Tables 1 and 2. It is interesting to compare the different values of the standard deviation of the Tana catchment index which are deduced from three consecutive periods of ten years. These vary from 17 to 23 per cent and compare with 20 per cent for the whole period, while the average index computed from the three periods varies from 5 per cent below to 6 per cent above the 30 year average. These figures illustrate the errors which can be involved in estimating mean and low values of annual rainfall or runoff from the records of ten years. Griffiths (1) has demonstrated the errors which occur in estimating the mean and variability of rainfall at single stations on the assumption that a short period of records is typical. These figures demonstrate that similar errors will occur when dealing with the rainfall on a large area.

5. RAINFALL AND RUNOFF

The average depth of rainfall in each year over the whole catchment was estimated by multiplying the long term mean rainfall by the catchment index for the year. The figures so derived have been compared for recent years with the measured values of runoff in Table 3 and Fig. 4. It is apparent from Fig. 4 that the loss from the Tana catchment increases with the annual rainfall, while the loss from the Tongariro is relatively constant. This is attributed to the fact that potential evapo-transpiration exceeds precipitation over most of the Tana basin, so that only the higher parts of the catchment contribute significant runoff. In wet years the extra rainfall over the lower and drier part of the catchment simply prolongs the growing season and so there is an increase in the total evapo-transpiration. The precipitation on the Tongariro catchment, on the other hand, is much greater than the potential evapo-transpiration loss and is also fairly uniform through the year, so the actual loss does not differ much from the potential loss, and as Fig. 4 shows varies little from year to year.

TABLE 3

Tana and Tongariro
Annual Precipitation and Runoff

Year	Rainfall		Runoff	Apparent Loss
	Index	Inches	Inches	Inches
(a) <i>Tana</i>				
1947	127.1	58.57	17.03	41.54
1948	93.6	43.13	9.04	34.09
1949	61.7	28.43	5.05	23.38
1950	92.3	42.53	11.29	31.24
1951	150.9	69.54	19.98	49.56
1952	79.5	36.64	9.01	27.63
1953	87.8	40.46	7.54	32.92
1954	106.2	48.94	12.68	36.26
1955	92.9	42.81	8.46	34.35
1956	103.0	47.47	12.51	34.96
1957	125.3	57.74	14.31	43.43
(b) <i>Tongariro</i>				
1949	100.4	106.07	88.15	17.92
1950	82.0	86.64	64.02	22.62
1951	99.7	105.35	83.71	21.64
1952	117.9	124.58	99.83	24.75
1953	110.0	116.24	93.23	23.01
1954	87.2	92.17	74.77	17.40
1955	110.2	116.45	94.70	21.75
1956	120.9	127.80	104.02	23.78
1957	93.8	99.12	81.14	17.98

The Tana runoff figures cover the period from 1st March to 28th February

Graphical methods were used to establish a relationship between precipitation and runoff from the available records in each case. As there were changes in gauge and gauge zero during the period, which may have affected the correlation, statistical methods were not used.

In the case of the Tana, the two extreme points were used to fix a linear relationship. As the records happen to include the highest and lowest rainfall totals in fifty years, the relationship is established over a wide range and the uncertainties of extrapolation are avoided.

As the annual loss from the Tongariro appeared to vary little from year to year, the relationship was drawn on the basis of a constant annual loss.

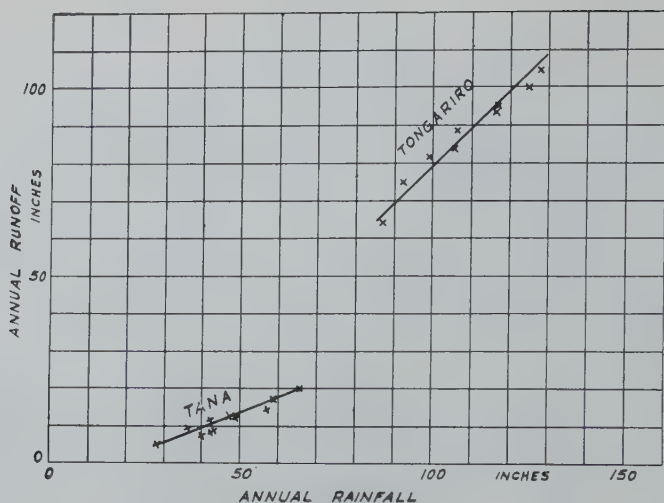


Fig. 4 — Rainfall and Runoff

TABLE 4

Tana Runoff
Measured and Estimated, 1908-57
 (Estimated 1908-46)

Year	Inches	Percentage of Mean	Year	Inches	Percentage of Mean	Year	Inches	Percentage of Mean
1908	9.39	80.8	1925	8.43	72.6	1942	11.46	98.7
1909	12.16	104.7	1926	13.57	116.8	1943	8.33	71.7
1910	7.78	66.9	1927	9.32	80.2	1944	8.36	72.0
1911	11.96	103.0	1928	9.35	80.5	1945	9.54	82.1
1912	16.48	141.9	1929	12.95	111.5	1946	10.91	93.9
1913	12.27	105.6	1930	18.61	160.2	1947	17.03	146.6
1914	13.00	111.9	1931	12.92	111.2	1948	9.04	77.8
1915	11.44	98.5	1932	12.16	104.7	1949	5.05	43.4
1916	13.44	115.7	1933	8.45	72.7	1950	11.29	97.2
1917	16.68	143.6	1934	7.78	66.9	1951	19.98	172.0
1918	8.11	69.8	1935	12.58	108.3	1952	9.01	77.5
1919	13.33	114.8	1936	12.80	110.2	1953	7.54	64.9
1920	14.31	123.2	1937	16.75	144.2	1954	12.68	109.2
1921	6.54	56.3	1938	10.57	91.0	1955	8.46	72.8
1922	13.45	115.8	1939	5.71	49.2	1956	12.51	107.6
1923	18.86	162.4	1940	11.83	101.8	1957	14.31	123.2
1924	8.71	75.0	1941	13.62	117.3			

6. VARIABILITY OF RUNOFF

In each case once a reliable correlation between precipitation and runoff had been established, the rainfall records could be used to lengthen the series of runoff records and so increase the reliability of estimates of mean flow and variations of annual flow. The runoff figures obtained in this way for the periods when there were rainfall records but no runoff records are given in Tables 4 and 5 together with the measured flows for recent years. The deduced and measured runoff figures are shown in histogram form in Fig. 5, which illustrates the greater variability of flow from the

TABLE 5
Tongariro Runoff
Measured and Estimated, 1928-58
(Estimated 1928-48, 1958)

Year	Inches	Percentage of Mean	Year	Inches	Percentages of Mean
1928	91.73	108.6	1944	78.42	92.8
1929	90.28	106.9	1945	102.70	121.6
1930	64.07	75.8	1946	96.94	114.8
1931	87.92	104.1	1947	76.38	90.4
1932	61.58	72.9	1948	84.40	99.9
1933	75.77	89.7	1949	88.15	104.4
1934	61.48	72.8	1950	64.02	75.8
1935	98.78	117.0	1951	83.71	99.1
1936	67.61	80.0	1952	99.83	118.2
1937	55.96	66.2	1953	93.23	110.4
1938	88.41	104.7	1954	74.77	88.5
1939	63.42	75.1	1955	94.70	112.1
1940	77.94	92.3	1956	104.02	123.2
1941	92.20	109.2	1957	81.14	96.1
1942	100.29	118.7	1958	101.01	119.6
1943	78.33	92.7			

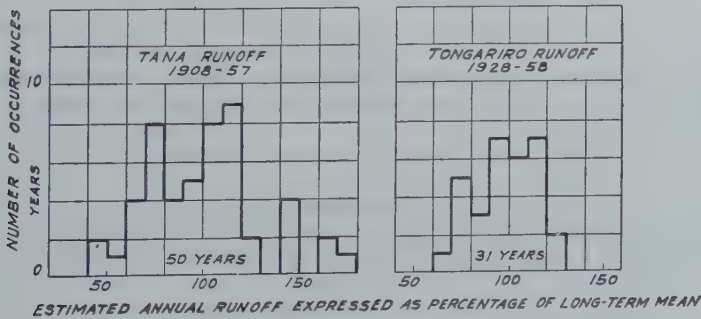


Fig. 5 — Runoff Histogram

Tana as compared with that from the Tongariro. A comparison of Fig. 3 with Fig. 5 shows that variations in runoff are much wider than those of the corresponding rainfall.

The annual flow corresponding to any frequency can be deduced statistically or simply extracted from Tables 4 and 5. The lowest annual flows which may be expected once in ten, twenty, and fifty years have been computed on the assumption that the distribution is normal, and have been expressed in terms of percentages of the mean flow in Table 6.

TABLE 6

Variability of Annual Runoff below the Mean

(a) *Tana*

Mean Runoff	11.61 inches	Standard	Deviation 3.39 inches or 29.2 per cent
Probability	0.10	0.05	0.02
Probable Value of Runoff (inches)	7.26	6.03	4.64
Percentage of Mean	62.5	51.9	40.0

(b) *Tongariro*

Mean Runoff	84.46 inches	Standard	Deviation 13.92 inches or 16.5 per cent
Probability	0.10	0.05	0.02
Probable Value of Runoff (inches)	66.61	61.56	55.87
Percentage of Mean	78.9	72.9	66.2

The danger of deducing extreme values of annual runoff as of rainfall from a short period of records is illustrated by the fact that the ten years of records of Tana flow include the extreme highest and lowest rainfall totals in fifty years.

The authors are grateful to the Ministry of Agriculture, Kenya Government, and the Ministry of Works, New Zealand, for permission to publish the data included in this paper.

REFERENCE

- (1) GRIFFITHS, J.F. An initial investigation of the annual rainfall in East Africa, East African Meteorological Department, 1958.

EXTENDED LOW FLOW FORECASTING OPERATIONS ON THE MISSISSIPPI RIVER

Russell G. MANN and Eugene M. RASMUSSEN

River Forecast Center, U.S. Weather Bureau
St. Louis, Missouri

RÉSUMÉ

La centrale de la prévision des fleuves à St.-Louis, Bureau Météorologique des Etats-Unis, prépare une prévision de vingt-huit jours chaque semaine de l'étiage minimum du fleuve à cinq stations principales. Ces stations s'étendent d'Alton, Illinois à Cairo, Illinois. Cette prévision est préparée conjointement avec les « U.S. Corps of Engineers » qui opèrent et maîtrisent les écoulements du fleuve des réservoirs hauts. L'effet des précipitations n'est pas pris en considération pour la prévision de l'étiage minimum du fleuve. Ces prévisions sont utiles, dans le principe, pour le tracé d'un plan des opérations des bateaux plats pendant les voyages à longues distances. Les procédés d'établissement des prévisions sont discutés.

La possibilité d'établir des prévisions étendues des écoulements les plus probables a été récemment recherchée. La distribution de la précipitation future tant dans l'espace que dans le temps, en plus de la variation des conditions d'écoulement au bassin hydrographique sont des considérations importantes pour ce genre de prévisions. On a développé une courbe co-axiale qui marque un succès quand elle est essayée avec les données passées. La courbe co-axiale est une relation reliant l'écoulement probable à la précipitation antécédente du bassin, à la prévision d'écoulement minimum, au jour de l'année, et à la précipitation normale ou à la précipitation attendue en période de la prévision.

SUMMARY

The St. Louis River Forecast Center, U.S. Weather Bureau issues a weekly 28-day forecast of anticipated minimum stages for key stations on the uncanalized section of the Mississippi River. Long distance barge operation and other river interests are vitally concerned with minimum stages. The effect of precipitation, either normal or forecasted, is therefore not included in minimum stage forecasts as now prepared. The operational procedures involved in preparing the extended forecasts are discussed.

The possibility of issuing extended forecasts of most probable flow has recently been investigated. Distribution of future precipitation, both areally and in time, along with the variation of runoff conditions over the basin are important considerations in this type of forecast. Consequently, this problem does not lend itself well to a simple forecast tool. However, a coaxial graph has been developed that shows promise when tested on past data. The graph relates probable flow to basin antecedent precipitation, minimum flow forecast, calendar date, and normal or expected rainfall during the forecast period.

1. INTRODUCTION

The River Forecast Center at St. Louis, Missouri is one of eight U.S. Weather Bureau Centers which have been established to develop forecast procedures and prepare centralized operational river forecasts for large river basins. The area of responsibility of the St. Louis River Forecast Center extends from the headwaters of the Red River of the North and the Mississippi River near the Canadian Border southward to the junction of the Mississippi and Ohio Rivers near Cairo, Illinois. This area is subdivided into seven Weather Bureau River Districts : Red River of the North Drainage with headquarters at Fargo, North Dakota; and Mississippi River Drainage Districts with headquarters at Minneapolis, Minnesota; Moline, Illinois; Des Moines, Iowa; Burlington, Iowa; St. Louis, Missouri; and Cairo, Illinois (Figure 1).

The primary function of these district offices is issuing river forecasts and flood

warnings to the public. To this end, each office maintains a network of reporting sub-stations whose observations of river stages and precipitation are relayed to the River Forecast Center for use in preparing river forecasts. It is the responsibility of the River Forecast Center to develop the necessary river forecasting procedures; maintain, revise, and improve these procedures; prepare river forecasts for key points; and transmit these forecasts to the river district offices for distribution. The centers are manned by specialists in the field of hydrology, who prepare forecasts for assigned sub-areas and engage in continuous research having a three-fold aim; to improve the accuracy of forecasts, to lengthen the warning time in floods, and to extend the river service into headwater regions.

The overall objective of this program is reduction of flood damage and prevention of loss of life. In addition to the preparation of flood forecasts for 137 stations on 57 streams throughout the River Forecast Center area, regular three-day forecasts for key mainstem stations on the Missouri and Mississippi Rivers are prepared daily for use in reservoir operations, regulation of power, municipal water supply and discharge of industrial waste, riverside construction, recreation, and for navigation. A third type of forecast, the extended low flow forecast, is also prepared for long range navigation operations and for inter-agency planning of special reservoir releases to maintain required minimum flows.

The need for long range forecasts on the Mississippi River arose with the great increase in long distance barge transport of heavy bulk products during recent years. Shippers planning transportation of goods upstream from lower Mississippi ports need information on channel depths two to four weeks in advance for the critical reach between Dam 26 at Alton, Illinois and Cairo, Illinois. This is the reach below the last navigation dam on the Mississippi River (Figure 1).

The Corps of Engineers, U.S. Army, is charged with the maintenance and operation of the navigation dams on our inland waterways. The navigation dams on the Mississippi, Illinois, and Ohio River have been located so that at normal design operations there is a nine foot channel through the pool of one dam to the tailwater of the next dam upstream. The Corps conducts dredging operations on the navigation reaches to maintain a nine foot channel depth as long as weather and flow conditions permit, and also publishes at St. Louis a weekly navigation bulletin containing reports of soundings between Dam 26 and Cairo, and stage information along with forecasts as an aid to navigation interests.

2. MINIMUM FLOW FORECAST

In response to the needs of shipping and other river interests, it was decided at a Weather Bureau-Corps of Engineers conference that the two agencies would jointly prepare and release a coordinated extended low water forecast of anticipated minimum stages at key stations on the uncanalized section of the Mississippi River. This outlook is prepared each Wednesday and covers a four week period. The Corps furnishes estimates to the Weather Bureau of prospective flow releases and storage conditions from their upstream reservoirs. A joint forecast is then prepared for a 28 day period giving daily stages for the first two weeks and the lowest anticipated stage for each of the following two weeks for Dam 26 at Alton, Illinois; St. Louis, Missouri; Chester, Illinois; Cape Girardeau, Missouri; and Cairo, Illinois. The forecasts issued represent reasonable minimum stages for the period considered, based on the assumption of no runoff-producing precipitation during the period of the forecast. It should be emphasized that these stage forecasts are not the minimum possible, because during the winter season heavy ice can form rapidly on occasions and choke off significant tributary or mainstem flow and produce temporary falls in stage below the values forecasted.

The extended forecast program was begun in November 1952, and has continued to date on a weekly basis with preparation of forecasts every Wednesday afternoon. The extended forecast is made from the latest stage and rainfall reports received on Wednesday morning, and all the precipitation which has been reported at that time over the entire River Forecast Center area is evaluated. Station runoff is computed for 533 rainfall-reporting points by means of the coaxial rainfall-runoff procedure (Kohler and Linsley, 1951).

The next general step in the forecast procedure is to distribute the average computed runoff with time according to the characteristics of 208 sub-areas. The unit hydrograph principle (Sherman, 1932) is employed to define the flow from both headwater basins and ungaged local areas. The flows from each sub-area of each river drainage are then combined according to procedures developed from investigations of past rises. The combined flows are translated downstream through successive reaches by the use of various routing techniques (Linsley, Kohler, and Paulhus, pp. 485-541). The total measured and computed effects of all significant hydrologic parameters used in river forecasting are considered and the resultant stream flows are routed downstream, reach by reach, until the final downstream flow is carried through the reach below Dam 26. Forecast flows are converted to stage by means of appropriate rating tables.

The scope of this paper does not permit a detailed explanation of the specific features of each of the routing reaches. However, a general operational plan may be briefly outlined. The initial area considered is the drainage above St. Paul, Minnesota consisting of the Upper Mississippi sub-drainage above Minneapolis, Minnesota, and the Minnesota River sub-drainage above Carver, Minnesota plus a negligible local area. The antecedent runoff prior to forecast time, the headwater reservoir operations, the observed flow from gaged tributary points, and the forecast flow from Mississippi runoff zones are all considered and routed downstream to Minneapolis. Similar computations are made for the area drained by the Minnesota River above Carver. These two flows are routed and combined to obtain the total flow at St. Paul, the first major routing point on the mainstem. From St. Paul to Dam 22, the Mississippi flow is gradually augmented by the contribution from all the intervening tributaries appropriately lagged and routed within each of seven reaches. These point to point reaches are defined by the following stations: St. Paul, Dam 3, Dam 5, Dam 8, Dam 10, Dam 14, Keokuk (Dam 19) and Dam 22. (See Figure 1) Dam 22 and the Illinois River comprise the Dam 26 flow hydrograph.

The River Forecast Center at Kansas City, Missouri prepares a long range Missouri River forecast for our initial inflow point at Boonville, Missouri. This forecast is based in part, especially during the winter season, on the controlled releases from the Corps of Engineers multiple purpose reservoirs on the Upper Missouri River. Total Missouri River flow along with Dam 26 flow is routed through the St. Louis to Chester reach. This flow along with forecasts received from the River Forecast Center at Cincinnati, Ohio for the lower Ohio River and tributaries all make up the total flow for Cairo. A stage relation based on Chester is used to obtain the Cape Girardeau forecast. It should be understood that each tributary basin mentioned above is a separate and distinct forecast problem from week to week. If the preceding weeks have been dry, the basin forecast may be a steady base flow or a slow fall. If the period has been very wet, a flood hydrograph may be passing through one or more tributaries during the forecast period. In this way, the contribution of each basin must be reappraised. Changes in planned operations of reservoirs are also included in the final forecast decision.

3. MOST PROBABLE FLOW FORECAST

A higher degree of refinement of our present operations would be an extended forecast made in terms of the most probable flow to be expected. Therefore, the possibility of issuing a most probable flow forecast has recently been investigated. For our purposes the most probable flow is defined as the flow resulting from expected precipitation during the forecast period, either in terms of normal or forecast amounts. A method of forecasting based upon departures from median flows was considered in the initial stages of development. However, a more direct and fruitful approach appeared possible by treating the most probable forecast as an extension of the minimum forecast. The most probable forecast is then the minimum forecast increased by an amount dependent upon expected runoff from precipitation during the forecast period. The problem then is twofold : evaluating runoff from rainfall for each sub-area, and routing the sub-area runoff to the outflow point. The procedure is the same as that described previously for the ordinary type of forecasts, but since it must be carried out for a 28-day period, the forecast would be exceedingly laborious. Since the time which may be devoted to such a forecast in routine operations is limited, the method must be relatively simple and rapid. However, the distribution of future precipitation, both areally and in time, together with the variation of runoff conditions over the basin are important considerations in this type of forecast. Consequently the problem does not seem to lend itself well to a simple forecast method.

In an attempt to determine how much skill can be expected from a relatively simple forecast tool, a coaxial graph (Linsley, Kohler, and Paulus, 1949, pp. 650-655) was developed to forecast the flow at Dam 26. Dam 26 is eight miles above the confluence of the Mississippi and Missouri Rivers. The Mississippi above Dam 26 drains an area of approximately 171,500 square miles.

Much of the winter precipitation over the basin occurs in the form of snow. Most of this snow remains on the ground until spring in the northern sections of the basins, melting during the period of late March to late April. In the southern sections, temperatures alternate from above to below freezing during the winter, and any snow cover in this region will usually be of a transient nature. Dam 10 is a convenient point which roughly divides the areas of transient and permanent snow cover (Figure 1) The drainage area above Dam 10 is approximately 79,000 square miles.

The graph relates probable flow to Antecedent Precipitation Index (API), calendar date, total rainfall accumulation during the forecast period, and the minimum flow forecast (Figure 2). Quadrant A is entered with the API and week number at the time of forecast, with week 1 being the first week in January, etc. This quadrant produces an index of antecedent conditions which affect future runoff. Consideration of rainfall during the forecast period in quadrant B produces a runoff index which is scaled on the left side of quadrant C. Finally, minimum flow forecast is considered as a parameter in quadrant C to produce the most probable forecast. It might be noted that the parameters of quadrants A and B are identical to those used in two quadrants of Kohler and Linsley's graphical method of forecasting runoff from storm rainfall.

In order to simplify the development of the graph, the following approximations were introduced :

1. Basin precipitation was evaluated by averaging the precipitation which fell during the forecast period at seven stations : Mason City, Cedar Rapids, and Des Moines in Iowa; and Moline, Chicago, Quincy, and Springfield in Illinois. A Thiessen network (Linsley, Kohler, and Paulhus, 1949, p. 78) constructed from these stations divides the area between Dam 10 and Dam 22 into roughly equal parts. Therefore, by choosing these particular stations, the contribution of precipitation from above Dam 10 has in effect been neglected. This approximation was introduced for the following reasons :

a) At low to moderate flows, runoff occurring in the vicinity of Dam 10 will not be effective at Dam 26 for approximately five days. This lag increases to approximately thirteen days in the extreme headwaters of the Mississippi. The lag also increases several additional days at high flows, since changes in flow are translated more slowly downstream as the flow increases. Consequently, runoff occurring above Dam 10 during the last two weeks of the forecast period will be only partially effective at Dam 26 at the end of the period.

b) As discussed previously, winter precipitation in this area is stored as snow cover until spring. Therefore, most of the winter and early spring precipitation in the area is effective at Dam 26 only during the period of snowmelt, and this melt is considered when making the minimum forecast.

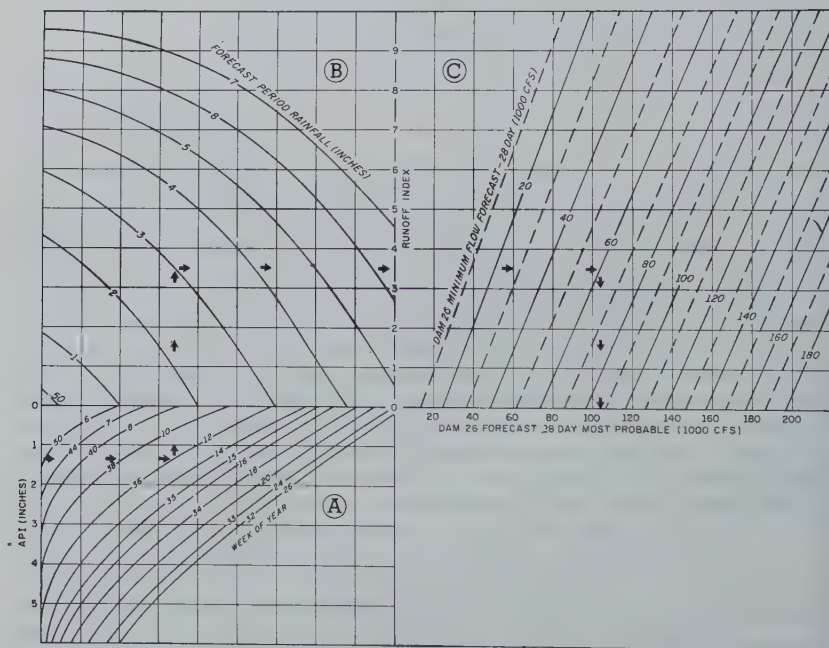


Fig. 2

2. Antecedent precipitation conditions over the basin are assumed to be represented by those at Burlington, Iowa, which is centrally located in the contributing area below Dam 10 (See Figure 1). A 0.90 value for the recession factor K , which is applicable for the entire basin, was used to compute the daily values of the API.

Records of Dam 26 minimum forecasts for the complete 28-day period were available once a week for the period of January 6, 1954 to April 1, 1959. Since this is a relatively short period, all data available were used in the development. Therefore, no independent data were available for testing, and the relationship was evaluated on the basis of this same data.

The graph was tested using as basin precipitation (1) the average of the observed precipitation for the 28-day forecast interval of the seven stations previously mentioned, and (2) the long period normal as defined by averaging the normal precipi-

tation of the seven stations for the same interval (See table 1). Results using normal precipitation showed a positive bias. This was not unexpected as precipitation over large portions of the basin was well below normal during the period being investigated.

Results of the graph were compared with two types of dummy forecasts : (1) The long period median flow for the verification date, and (2) the same percent departure from the median flow for the verification date as observed on the date of forecast. A forecast of no change from current flow was also investigated as a dummy forecast method, but gave poorer results, and was rejected as a standard of comparison. Records of flow at Dam 26 were available from April 1933 through September 1956 except for the period of February 1938 through September 1939 (USGS Water Supply Papers). From these records a hydrograph of median flow values for the year was constructed, and used as the basis for the dummy forecasts. A total of 273 points were used in the tests. Following are the results obtained :

TABLE 1
Test Results
(Flows in Cubic Feet per Second)

	Coaxial Graph		Dummy Forecasts	
	Observed Precipitation	Normal Precipitation	Median Flow	Constant Percent Departure from Median Flow
Average Observed Flow	73,800	73,800	73,800	73,800
Average Computed Flow	71,500	79,800	88,300	72,200
Average Bias	-2,300	+6,000	+14,500	-1,600
Average Error	18,300	24,600	29,600	27,400
Average Percent Error	24.8	33.3	40.1	37.1

The tests summarized above include a large number of minor flow cases. As a check, another series of tests were made, using observed precipitation and a subsample containing a greater proportion of high flow cases. These tests showed an average percent error of 24.9, approximately the same as that obtained using all cases, confirming the adequacy of the parent sample. As later data become available, the relationship will be further tested, and adjusted if necessary. In the meantime, table 1 indicates that the present relation will yield a minor but significant degree of skill as a long range forecast method.

The purpose of testing with an observed precipitation parameter was to obtain an indication of the merit of the graph as a statistical relationship. The purpose of testing with a normal precipitation parameter was to obtain an indication of the skill of the graph as an operational tool. While both types of tests show a modest degree of skill over the dummy tests, the results should not necessarily be considered as the best obtainable. The same graph will yield better results with a precipitation forecast method that shows skill over climatology. It is also anticipated that results can be improved by a more sophisticated determination of other predictors. For

instance, antecedent precipitation conditions sometimes vary markedly over the basin, and computation of the API from a single fixed station will not give a representative value. This can be overcome by averaging antecedent precipitation indices over the basin rather than computing the index at a single point. A still better approach might be the division of the basin into sub-areas to take into account areal variations of API and forecast precipitation. The runoff index of the basin (See figure 2) would then be an average of the runoff indices of the sub-areas, or a weighted average dependent upon the geographical and vegetative characteristics of the sub-area. Evaluation of the precipitation above Dam 10 would probably also improve the results, but this might require a separate graphical solution for the upper area. In testing the graph with observed precipitation, it was found that the largest errors were negative, that is, computed values less than observed. It is believed this is due to under estimation of the effect of runoff from rainfall during the forecast period. Incorporating the features mentioned above should reduce these errors because the assumption of uniform API and precipitation over the basin tends to produce a lower forecast of flow. However, a preliminary examination of the cases of largest negative error indicate that they occur mainly when the precipitation is concentrated downstream late in the forecast period. This again emphasizes the importance of uneven precipitation distribution within the forecast period, and the fact that major improvements in forecasts from this method depend upon improvements in long range precipitation forecasting, particularly as to timing within the period.

Operationally, forecasts may be issued assuming (1) normal monthly average precipitation or some variation based on previous departure from normal, or (2) monthly average precipitation, as forecast by the Extended Forecast Section of the U.S. Weather Bureau. This type of forecast should have broad application for planning purposes. The entire matter is under consideration at the present time, and several alternatives are possible. For instance, it might be preferable to bracket the forecasts, indicating a range of flows within which the observed flow is expected to lie rather than forecasting a specific flow. The forecast might also be issued in terms of probability similar to water supply forecasts for the Western United States prepared by the U.S. Weather Bureau and State of California Department of Water Resources, and issued in regular monthly bulletins from January through May.

The Kansas City River Forecast Center has developed a system for forecasting the most probable flow of the Missouri River at Boonville, Missouri, and is currently furnishing such forecasts. These forecasts, in conjunction with the Alton forecasted flows described in this paper, enable computation of stages expected for a 28-day period in the critical navigation reach of the Mississippi River between Alton Dam and the mouth of the Ohio River.

Acknowledgements : The authors gratefully acknowledge the assistance received from Mr. James P. Condxaxis, Mr. Delmar J. Taylor, and especially from Mr. Phillip Light for his helpful discussions, suggestions, and advice, and for reviewing the manuscript.

REFERENCES

- KOHLER, M.A. and LINSLEY R.K. Predicting the Runoff from Storm Rainfall, U.S. Weather Bureau Research Paper N° 34, September 1951.
- LINSLEY, R.K., KOHLER M.A. and PAULHUS J.L.H. Applied Hydrology, McGraw-Hill, New York, pp. 662, 1949.
- SHERMAN, L.K., Streamflow from Rainfall by the Unit Graph Method, *Engineering News-Record*, Volume 108, N° 14, pp. 501-505, April 7, 1932.
- U.S. Geological Survey Water-Supply Papers, Part 5. Hudson Bay and Upper Mississippi River Basins, 1933 through 1957.

METHODE D'ESTIMATION DES DEBITS D'ETIAGE DE FAIBLE FREQUENCE — APPLICATION A UNE RIVIERE DE MADAGASCAR

Marcel ROCHE

Ingénieur à Electricité de France

RÉSUMÉ

Cette étude montre comment l'on peut étendre une période d'observations de débits de basses eaux à une période plus longue correspondant à des observations de pluies.

Il est intéressant de soustraire aux débits reconstitués la portion la moins aléatoire correspondant au tarissement pur dont la loi peut, en général, être reconstituée avec une dispersion plus faible que celle des corrélations pluies-débits. L'opération nécessite le choix assez délicat d'une caractéristique de débit que l'on puisse considérer à date fixe, qui ne soit pas trop éloignée des hautes eaux pour être en bonne corrélation avec les pluies de cette période, et qui soit néanmoins, de façon certaine, sur la courbe de tarissement. C'est cette caractéristique à laquelle l'auteur a donné le nom de « charnière ».

L'application au bassin de la NAMORONA (Madagascar) constitue un exemple assez complet, les précipitations étant loin d'être négligeables durant la période de tarissement.

Il faut noter toutefois que la méthode exposée suppose un régime comportant des saisons pluvieuses et sèches nettement différenciées, ainsi que l'absence de neige.

SUMMARY

The author shows how one can extend a period of observations of low water discharge to a longer period referring to rainfall observations.

One should withdraw from the restored discharge value the least hazardous part corresponding to the pure recession values whose law can, as a rule, be reconstituted with a lower dispersion than that of rainfall-discharge correlations. However, such a calculation calls for a rather arduous selection of a discharge feature which may be considered as occurring at a regular date, not too far from the high waterperiod in order to maintain correlation with the rainfall of the same period provided it can, in any case, be found on the recession graphic. The feature in the above, is the one which the autor has named « CHARNIÈRE ».

Application of this method to the NAMORONA river basin (MADAGASCAR) sets up a rather complete example, for the rain falling during the recession period is far from being negligible.

One should, however, bear in mind that the method exposed in the above assumes that rain and dry periods are clearly differentiated and that snowfall is not to be reckoned with.

Il est bien connu des hydrologues que, de toutes les études qui leur sont soumises, l'estimation correcte des débits d'étiage est celle qui présente le plus de difficultés.

Ces débits sont en général moins bien connus, tout au moins en valeur relative, que les débits de moyennes et hautes eaux. Cela est dû principalement à la difficulté pratique des mesures directes (vitesses faibles, écoulement souvent irrégulier, faibles profondeurs) et souvent à l'influence des variations morphologiques du lit, plus sensible en basses eaux.

Néanmoins, la connaissance précise des débits d'étiage et de leur variabilité revêt dans maint projet une importance extrême, qu'il s'agisse de l'exploitation des centrales au fil de l'eau ou d'aménagements agricoles sans possibilité d'établir de grandes réserves.

La qualité des mesures directes est une question de technologie et aucune méthode

de calcul ne peut pallier leur insuffisance. Mais par contre, les mesures étant ce qu'elles sont, on peut par des méthodes appropriées augmenter grandement l'utilité et la précision des renseignements fournis au projeteur.

Nous présentons ici un exemple d'étude de débits d'étiage se rapportant à un bassin tropical de MADAGASCAR : la NAMORONA. Ce bassin est relativement peu étendu (380 km²); il ne présente pas de tarissement continu, la courbe de récession étant continuellement perturbée par des précipitations de saison sèche. Les méthodes employées sont susceptibles de s'appliquer à de nombreux bassins, pourvu qu'ils présentent des saisons sèches et humides nettement différenciées.

1. EXPOSÉ DE LA MÉTHODE

Sur une rivière, on possède souvent une période d'observations hydrométriques bien inférieure à la période d'observations pluviométriques. Si le nombre de pluviomètres installés à l'intérieur ou à proximité du bassin est suffisant pour fournir une moyenne « représentative » de la pluie moyenne sur le bassin (peu importe qu'elle lui soit égale ou non, il suffit qu'il existe une corrélation très serrée entre la moyenne calculée avec les pluviomètres et la moyenne réelle), il est possible d'étendre la période de données hydrologiques à la durée des observations pluviométriques par une méthode de corrélations pluies-débits.

D'autre part, les débits caractéristiques de basses eaux, qu'il s'agisse des débits caractéristiques d'étiage (D C E), des débits caractéristiques de 11 mois (D C 11) ou autres, sont en bonne corrélation avec les débits des mois les plus faibles : mois le plus faible pour le D C E, moyenne des deux mois les plus faibles pour le D C 11 etc... Ceci est important car on ne peut introduire de façon simple des corrélations pluies-débits que pour des périodes au moins mensuelles.

Le problème se ramène donc au calcul des débits mensuels de basses eaux à partir des données pluviométriques. On opère de la façon suivante :

1.1 *Calcul de la pluie moyenne sur le bassin, pour chaque mois de la période d'observations.*

Suivant les cas, on prendra une moyenne simple ou pondérée des pluies aux différentes stations, d'après les méthodes classiques. Il y a lieu, toutefois, pour conserver le maximum d'informations, de procéder à une homogénéisation de ces données si les périodes d'observations sont inégales. On verra ce qu'il en est dans le cas de la NAMORONA.

1.2 *Etude du tarissement pur.*

On l'effectue en reportant sur un graphique semi-logarithmique tous les hydrogrammes de « saison sèche » disponibles, les débits étant portés en ordonnées logarithmiques.

Rappelons qu'il s'agit ici d'une « saison sèche » toute relative pendant laquelle on observe des précipitations qui peuvent être importantes. Cependant, il existe en général des périodes sans pluies suffisamment longues pour que le débit d'un bassin de taille réduite atteigne et suive pendant un certain temps la courbe de récession. On sait que si le bassin présente un tarissement homogène, la courbe de récession est de la forme

$$q = q_0 e^{-k(t-t_0)}$$

Le faisceau des hydrogrammes présente donc en coordonnées semi-logarithmiques une série de segments droits ayant tous la même pente. L'analyse de ce faisceau

pour la détermination de la courbe type de tarissement pur caractéristique du bassin s'effectue au moyen d'un réseau de droites parallèles.

1.3 Recherche d'une « charnière » de raccordement entre hautes eaux et basses eaux.

Il s'agit de rechercher une caractéristique de débit que nous appellerons « charnière » et qui puisse servir de départ au tarissement. Ce point se trouve donc sur la courbe de récession et, d'autre part, ne doit pas être trop éloigné de la période de hautes eaux de façon que l'on puisse, par une corrélation serrée, rattacher le débit correspondant aux pluies de cette période.

Pour la NAMORONA à VOHIPARARA, par exemple, nous avons été amenés à considérer un « débit fictif au 1^{er} Juillet » qui sera défini avec plus de précision lors de l'application de la méthode à cette rivière. Ce débit est en excellente corrélation avec le débit moyen de Mai et Juin (coefficient de corrélation : 0,997). On conçoit donc que s'il existe une corrélation entre les débits de Mai et Juin, d'une part, et les pluies mensuelles de ces mois et des mois de hautes eaux, d'autre part, on puisse facilement calculer le débit fictif envisagé à partir des pluies moyennes mensuelles sur le bassin, et ceci pour l'ensemble de la période d'observations pluviométriques.

1.4 Recherche des corrélations pluies-débits pour le calcul de la charnière.

On se propose de déterminer, à partir des seules précipitations, les débits moyens des mois qui sont en excellente corrélation avec la charnière, c'est-à-dire les débits de Mai et de Juin, par exemple, pour la NAMORONA.

Ces deux mois sont relativement proches de la saison de hautes eaux qui se produit principalement de Janvier à Mars sur cette rivière. Les précipitations de cette période ont servi, d'une part, à assurer les débits de ruissellement de toutes natures, d'autre part, à recharger les nappes. La partie infiltrée est loin d'être constante et dépend en grande partie de la hauteur des précipitations. On peut donc prévoir que les pluies de Janvier à Mars auront une influence notable sur les débits de Mai et Juin.

Par contre, l'influence des précipitations tombées entre Mars et le mois considéré ont peu d'influence sur le débit de ce mois : l'étude des observations simultanées de pluies et de débits semblent montrer que les nappes ne se rechargent pas durant cette période, peut-être parce que la végétation se charge d'absorber ce qui n'a pas ruisselé.

Enfin, les précipitations tombées par exemple en Juin participent de façon notable à l'écoulement de ce mois.

Il reste à se fixer un schéma mathématique permettant de représenter numériquement l'influence des différents éléments pluviométriques sur le débit du mois étudié. L'analyse fine des phénomènes à l'échelle d'un bassin d'une certaine étendue est pratiquement inextricable, d'autant plus que les éléments du bilan ne sont connus que globalement. Dans ces conditions, on adoptera le schéma le plus simple se réservant de contrôler, a posteriori, sa validité. Q étant le débit de Mai ou de Juin, P_0 la pluviométrie mensuelle correspondante, P_1 , P_2 et P_3 les pluviométries respectives de Mars, Février et Janvier, on écrira

$$Q = a P_0 + b P_1 + c P_2 + d P_3$$

Les résultats obtenus montrent que dans le cas particulier de la NAMORONA, il n'est pas besoin, pour ces deux mois, d'ajouter une constante. Notons d'ailleurs qu'on n'a pas intérêt à multiplier les paramètres, car si l'ajustement s'améliore en général avec leur nombre, il devient moins significatif. L'ajustement des coefficients est opéré par la méthode des moindres carrés. On obtient une bonne correspondance entre débits mesurés et débits calculés.

1.5 Calcul des débits mensuels de basses eaux

Si l'on part du débit fictif q_0 constituant la charnière et calculé d'après les méthodes exposées ci-dessus, le débit d'un jour de basses eaux se compose :

— du débit de tarissement originel qui peut être déterminé avec une précision assez grande d'après la connaissance de q_0 et de l'intervalle de temps séparant le jour considéré de la date choisie comme point de départ et pour laquelle on a défini un débit fictif.

— du débit de tarissement provenant du renforcement des nappes par les pluies tombées entre la date de la charnière et le jour considéré.

— du débit instantané correspondant à une crue ou une décrue éventuelle en cours le jour considéré.

Si l'on passe des débits journaliers aux débits mensuels, on peut encore se rattacher aux mêmes caractéristiques, en considérant comme débit de tarissement originel celui qui correspond au milieu du mois. L'approximation conduit à des écarts très faibles. C'est ainsi que, pour la NAMORONA, le débit de Septembre peut se mettre sous la forme :

$$Q = Aq_0 + a + bP_1 + cP_2 + dP_3$$

où : q_0 est le débit fictif au 1^{er} Juillet

P_1 la pluie moyenne de Septembre

P_2 » » d'Août

P_3 » » de Juillet

Notons que A n'est pas un coefficient à évaluer ; il est connu à partir du moment où l'on connaît la loi de tarissement type du bassin.

On établit ainsi une série de relations permettant, pour chaque mois, de calculer les débits moyens. La corrélation des débits caractéristiques de basses eaux (D C E et D C II) avec ces débits mensuels, permet de les reconstituer pour toute la période d'observations pluviométriques. On dispose alors d'un échantillon de débits d'étiages beaucoup plus important sur lequel une étude statistique peut être tentée.

2. APPLICATION AU CAS DE LA NAMORONA A VOHIPARARA

La NAMORONA est un petit fleuve de la côte Est de MADAGASCAR. La superficie totale de son bassin est de 1600 km² à l'embouchure ; à VOHIPARARA elle n'est que de 380 km². La présente étude a été faite en vue de l'aménagement d'une centrale au fil de l'eau pour lequel on désire connaître, avec le maximum de précision, les débits d'étiage. Les relevés directs ne portent que sur 8 ans environ, alors qu'on peut obtenir, après homogénéisation, 28 ans de valeurs des précipitations. Nous allons suivre, en prenant ce bassin comme exemple, le déroulement des différentes opérations nécessitées par l'application de la méthode précédente.

2.1 Calcul des pluies moyennes sur le bassin

Il n'existe aucun pluviomètre suivi à l'intérieur même du bassin, mais ce dernier est entouré par trois postes officiels observés pendant des périodes inégales (fig. 1) :

— AMBOHIMAHASOA au Nord-Ouest, non loin de la ligne de partage des eaux (10 km environ). Le début des observations remonte à 1935.

— FIANARANTSOA au Sud-Ouest, à 35 km des limites du bassin. La station a été créée en 1902, mais il existe un certain nombre de lacunes.

— IFANADIANA à l'Est, à 25 km du bassin. Les observations ont commencé en 1912, mais ne sont suivies de façon continue que depuis 1931.



Fig. 1 — Bassin versant de la Namorona à Vohiparara.

Ces trois postes ont des modules pluviométriques très différents, mais il existe entre eux une corrélation certaine. Pour « homogénéiser » les observations et les étendre pour les trois postes à la période 1931-1939, on a étudié la corrélation entre :

x_1 (moyenne mensuelle FIANARANTSOA-IFANADIANA) et y (moyenne mensuelle des trois stations), d'une part :

Coefficient de corrélation : 0,97

Régression de y en x_1 : $y = 137 + 0,865 (x_1 - 155)$

x_2 (moyenne mensuelle IFANADIANA-AMBOHIMAHASOA) et y , d'autre part :

Coefficient de corrélation : 0,96

Régression de y en x_2 : $y = 137 + 0,794 (x_2 - 156)$

En effet, dans l'ignorance où l'on se trouve des coefficients de pondération à effectuer à chaque poste (la méthode de THIESSEN ne paraît pas convenir), nous nous sommes contentés de moyennes arithmétiques simples.

x_3 représente une pluie moyenne mensuelle AMBOHIMAHASOA-FIANARANTSOA. Nous n'avons pas calculé son coefficient de corrélation mais il doit être voisin des deux premiers.

On a adopté, en définitive, les relations suivantes : $y = 0,87x_1$, $y = 0,80x_2$, $y = 1,31x_3$, qui permettent de reconstituer les moyennes des mois pour lesquels manquent les relevés d'une des trois stations.

2.2 Etude du tarissement pur

On a reporté sur la figure 2 un faisceau simplifié des hydrogrammes de basses eaux observés à la station hydrométrique. Les débits sont portés en ordonnées logarithmiques. L'analyse de ce faisceau conduit à deux courbes extrêmes de tarissement pur dont les constantes de temps sont respectivement de 0,016 et 0,014, les temps étant exprimés en jours. Ces valeurs sont assez voisines pour que l'on puisse se contenter d'une seule courbe type avec une constante de temps de 0,015. Le débit de tarissement pur au jour t sera donné en fonction du débit q_0 au jour zéro par la formule:

$$q = q_0 e^{-0,015 t}$$

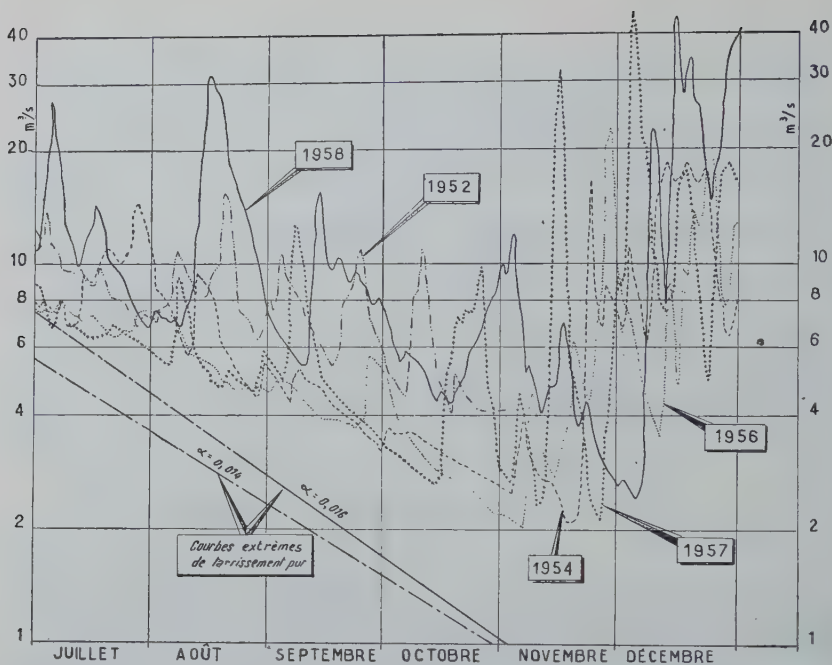


Fig. 2 — Namorona à Vohiparara. Hydrographes de basses eaux

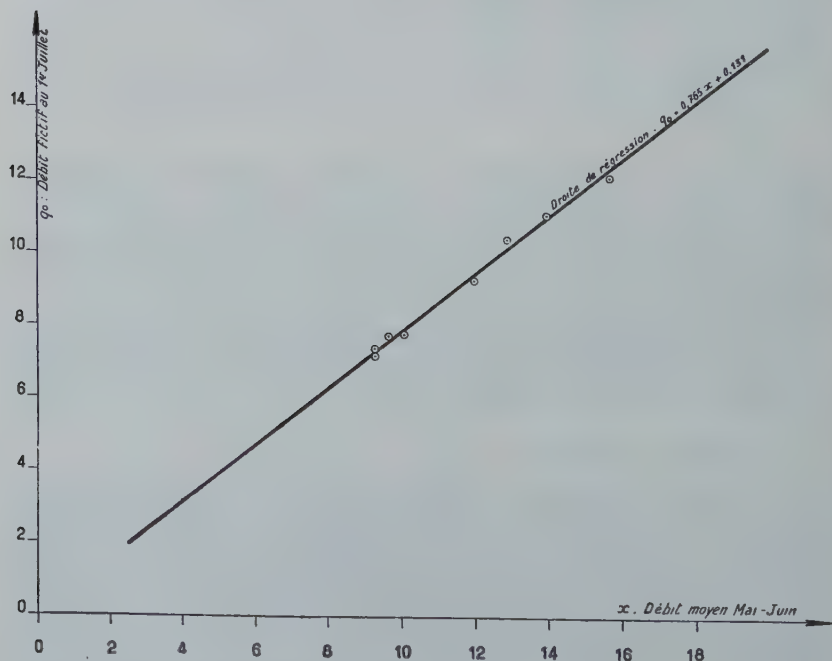


Fig. 3 — Namorona à Vohiparara. Corrélation entre le débit fictif du 1^{er} juillet et le débit moyen des mois de mai et juin.

2.3 Caractéristiques de la « charnière »

Pour la NAMORONA, cette charnière peut être constituée par un débit fictif au 1^{er} Juillet défini comme le point se trouvant au 1^{er} Juillet sur la courbe de tarissement. Pour sa détermination, à partir des hydrogrammes connus, deux cas peuvent se produire :

— Le débit du 1^{er} Juillet est effectivement sur la courbe de tarissement : on prend le débit réellement observé.

— On observe le 1^{er} Juillet une crue parasite et le point correspondant est supérieur au débit de tarissement : on cherche alors le minimum le plus proche dont on adopte la valeur comme débit fictif après s'être assuré qu'il correspond bien à un débit de tarissement. Pour la NAMORONA, on a trouvé très facilement de tels minimums, sans que l'écart de temps soit supérieur à 2 ou 3 jours, ce qui évite toute correction de tarissement.

Ce débit fictif est en étroite corrélation linéaire avec la moyenne des débits de Mai et Juin, ainsi que le montre le graphique de la figure 3. Le coefficient de corrélation est de 0,997 et l'estimation de q_0 (débit fictif au 1^{er} Juillet) par x (débit moyen Mai-Juin) est donnée par la relation :

$$q_0 = 0,765x + 0,131$$

2.4 Calcul des débits de Mai et de Juin

Le débit moyen de chacun de ces mois peut s'exprimer uniquement en fonction des pluies par une relation linéaire. On a obtenu, après ajustement des coefficients :

Pour Mai : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,0073 P_0 + 0,0181 P_1 + 0,0014 P_2 + 0,0128 P_3$

Pour Juin : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,045 P_0 + 0,0121 P_1 + 0,0038 P_2 + 0,0093 P_3$

La première relation est établie avec un écart type d'estimation de 0,98 m³/s pour l'échantillon considéré alors que l'écart type caractérisant la dispersion propre à cet échantillon est de 3,03 m³/s. Pour la seconde relation, on obtient respectivement 0,87m³/s et 2,21 m³/s. La précision est acceptable.

2.5 Calcul des débits mensuels de basses eaux

Il s'agit des débits moyens de Juillet à Décembre, les débits les plus faibles se produisant principalement en Octobre et Novembre.

L'influence du débit de tarissement pur à partir du débit fictif du 1^{er} Juillet se fait sentir jusqu'à Novembre où il atteint des valeurs déjà faibles. En prenant comme point de repère le milieu de chaque mois, on obtient, en fonction de q_0 les débits de tarissement suivants (en m³/s) :

Juillet	: 0,80 q_0
Août	: 0,49 q_0
Septembre	: 0,29 q_0
Octobre	: 0,20 q_0
Novembre	: 0,11 q_0

L'ajustement par les moindres carrés d'une relation linéaire donne, pour chaque mois de cette période, les estimations suivantes :

Juillet : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,80 q_0 + 0,0621 P$
 P : pluie de Juillet en mm

Août : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,49 q_0 - 1,7 + 0,125 P_1 + 0,052 P_2$
 P_1 : pluie d'Août (en mm)
 P_2 : pluie de Juillet

- Septembre : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,29 q_0 - 0,55 + 0,031 P_1 + 0,077 P_2 + 0,012 P_3$
 P_1 : pluie de Septembre (en mm)
 P_2 : pluie d'Août
 P_3 : pluie de Juillet
- Octobre : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,20 q_0 - 0,1 + 0,042 P_1 + 0,050 P_2$
 P_1 : pluie d'Octobre (mm)
 P_2 : moyenne des pluies de Juillet à Septembre
- Novembre : $Q \text{ m}^3/\text{s} = 0,11 q_0 - 1,6 + 0,055 P_1 + 0,017 P_2 + 0,018 P_3$
 P_1 : pluie de Novembre
 P_2 : pluie d'Octobre
 P_3 : moyenne des pluies de Juillet à Septembre

Pour chaque année, q_0 se calcule à partir des débits moyens des mois de Mai et Juin.

En Décembre, on trouve que les débits ne dépendent pratiquement que de la pluie du mois suivant une relation linéaire :

$$Q \text{ m}^3/\text{s} = -6,3 + 0,073 P$$

Toutefois, cette relation n'est pas valable si les débits sont trop faibles. Il faut alors recourir à une représentation d'allure parabolique. La suppression pure et simple de la constante lors de l'ajustement conduirait à une estimation trop grossière et par excès.

Les résultats obtenus à partir de ces formules ne prétendent pas, évidemment, représenter exactement les véritables débits moyens que l'on aurait pu mesurer pendant les différents mois des années de la période de 28 ans sur laquelle portent les données pluviométriques. Parmi les principaux facteurs de dispersion, on notera :

- La variabilité des facteurs secondaires : température et humidité notamment.
- La distribution de la pluie dans le temps : notamment, une forte pluie tombée à la fin d'un mois donné intéressera surtout les débits du mois suivant. D'autre part, des pluies étalées donneront un écoulement plus faible que des pluies concentrées.
- Le schéma trop simpliste utilisé lorsqu'on pose le principe que la pluviométrie moyenne du bassin est représentée par la moyenne de trois pluviomètres situés à une certaine distance.

Malgré cela, la dispersion reste faible autour de la courbe moyenne et très nettement inférieure, dans le rapport 1/3 en général, à la dispersion propre du phénomène dans le temps. On pourra nous reprocher d'avoir parfait artificiellement les ajustements en introduisant un trop grand nombre de paramètres. En fait, nous avons opéré ainsi parce qu'il nous semble logique a priori que les pluies des différents mois précédant le mois étudié n'aient pas toutes la même influence sur le débit de ce mois, et que le meilleur moyen de préciser ces influences différentes est encore la méthode des moindres carrés. Mais la confiance que l'on peut attribuer aux corrélations a été estimée d'après un schéma beaucoup plus simple dans lequel n'interviennent que deux paramètres.

On peut donc dans l'ensemble estimer que ces résultats sont utilisables pour étudier, de façon plus sûre qu'avec les seules observations directes, la variabilité des débits de basses eaux. Nous ne donnons pas le tableau des résultats afin d'alléger cet exposé.

2.6 Corrélation entre D C E, D C 11 et débits mensuels de basses eaux — Extension des résultats pour ces débits caractéristiques

Nous avons dit précédemment que le D C E est lié au débit du mois le plus faible. La figure 4 montre que la distribution des points suggère une corrélation linéaire.

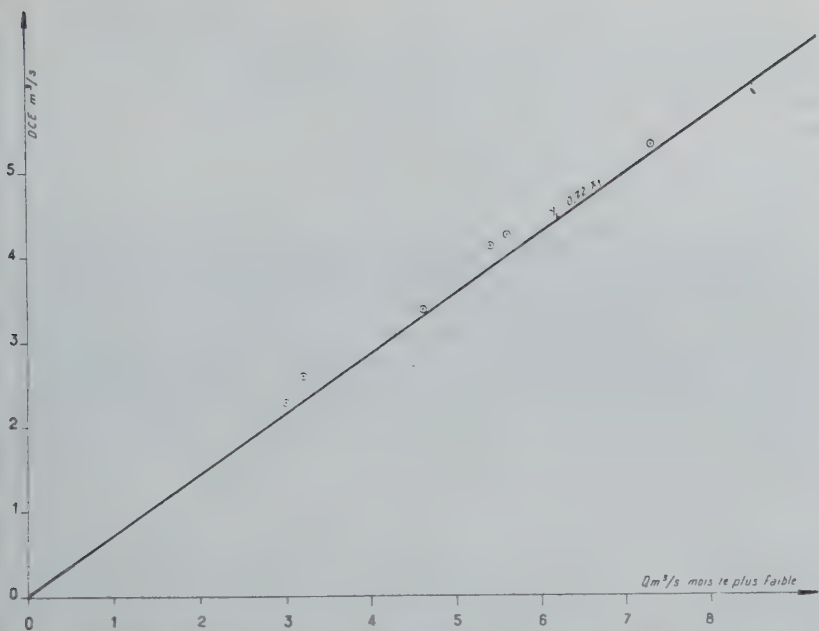


Fig. 4 — Namorona à Vohiparara. Corrélation entre le mois le plus faible et le D.C.E.

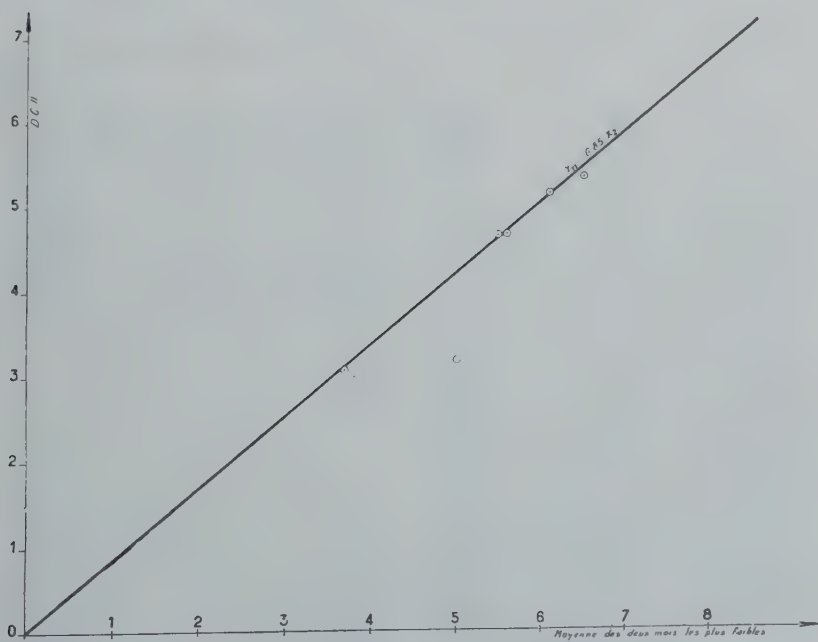


Fig. 5 — Namorona à Vohiparara. Corrélation entre les deux mois les plus faibles et les D C 11

Pour l'ajustement, il nous a semblé logique de faire passer la droite de régression par l'origine. On obtient :

Pour le D C E : $Y_E = 0,72 X_1$

Y_1 = débit moyen du mois le plus faible

Pour le D C 11 : $Y_{11} = 0,72$ (figure 5)

X_2 = débit moyen des deux mois les plus faibles.

On remarquera que 6 des points sur 8 ont une dispersion qui ne dépasse pas l'erreur que l'on pourrait faire en mesurant directement les débits.

Les résultats finaux sont consignés sur le Tableau I. Ces résultats constituent un échantillon que l'on peut commencer à traiter par les méthodes statistiques courantes. Nous noterons simplement qu'à première vue, on n'observe pas de « séries noires » analogues à celles qu'on rencontre dans certaines régions tropicales ou équatoriales : l'échantillon semble distribué au hasard d'après une loi unimodale. Par ailleurs, le calcul met en évidence la probabilité non négligeable de certaines valeurs très faibles (par exemple en 1943) dont on n'aurait pas pu soupçonner l'existence au seul vu des données d'observation directe des débits. Ces résultats sont d'importance primordiale pour l'équipement projeté, même si leur précision est toute relative.

TABLEAU I

Namorona — DCE et DC 11

Année	DCE	DC 11	Année	DCE	DC 11
1959	4,3	5,2	1938	2,2	2,6
1958	2,9	4,7	1937	4,5	5,4
1957	2,7	3,2	1936	3,5	4,6
1956	2,3	3,0	1935	3,9	5,2
1955	2,6	3,1	1934	3,2	4,9
1954	3,4	4,7	1933	2,2	3,6
1953	5,4	7,3	1932	2,9	3,4
1952	4,2	5,4	1931	3,0	4,1
1951	4,1	5,1			
1950	4,5	6,0			
1949	3,1	3,7			
1948	2,9	5,0			
1947	3,7	5,3			
1946	4,2	5,8			
1945	3,5	4,3			
1944	3,7	4,7			
1943	1,2	2,2			
1942	3,6	5,1			
1941	2,7	3,8			
1940	4,5	5,7			
1939	5,3	6,6			

OCCURRENCE OF LOW DISCHARGE PERIODS IN RIVERS IN FINLAND

Allan SIRÉN

RESUME

Au cours de l'hiver, le débit de toutes les rivières de Finlande diminuent graduellement pour atteindre un minimum au moment de la fonte des neiges. La valeur de ce minimum dépend du montant des pluies au cours de l'automne précédent. De plus longues périodes de faibles débits se produisent cependant, spécialement sur les rivières dont le bassin comprend des parties plates avec des marécages étendus et un pourcentage de lacs élevé. Toutes les rivières principales en Finlande sont de ce type, à l'exception de la Kemijoki. Evidemment, les faibles débits de ce genre sont les résultats de la faible valeur des précipitations pendant les années précédentes. Les précipitations d'automne sont de grande importance, tandis que les pluies d'été sont sans grande signification.

SUMMARY

During winters the discharge values in all rivers in Finland gradually decrease reaching a minimum at the time of snow-melt. How low the discharge will be in winter generally depends upon the amount of rainfall during the previous autumn. Longer periods of low-discharge, however, occur especially in rivers the drainage areas of which lie in a more even terrain with wide marsh-lands and high lake percentage. All main rivers in Finland are of this type, except Kemijoki river. Obviously the low discharge in these cases is a result of the small amount of precipitation during many of the preceding years. The precipitation in autumn is of greatest importance, while summer rainfalls are rather insignificant.

Low-discharge periods in water systems in Finland can be divided into three groups :

1. Yearly recur of winter low-discharge.
2. Late-summer or autumn low-discharge.
3. Unregularly occurring low-discharge periods of long duration.

TABLE I

Per cent of the winter low-discharge (MNQ_w) as well as the winter low-discharge (NQ_w) of mean discharge (MQ) in some water systems in Finland

Water system	Drainage area F km ²	Lake per- cent- age	N. Lat.	$\frac{MNQ_w}{MQ}$ per cent	$\frac{NQ_w}{MQ}$ per cent
Vuoksi, Imatra	61280	19.9	61°—64°	81	33
Kymijoki, Kalkkinen	26475	19.5	61°—64°	60	22
Vanajavesi	8680	14.4	61°—62°	58	11
Kyrönjoki	4805	1.0	62°—63°	8	2.5
Kalajoki	2990	1.9	64°	6	0.4
Oulujoki	19860	12.7	64°—65°	43	25
Kemijoki	50820	2.9	66°—69°	28	19

1. Winter low-discharge occurs regularly every year in all water systems in Finland. This is a consequence of the precipitation accumulating in snow cover over a long period of time (from 7 months in the north to about 4 months in South Finland). To the end of the winter the discharge in small and lakeless water systems decreases to an average of some few per cent of the mean discharge and in individual years to very small values, reaching at times even zero. The relative decrease in bigger water systems is, however, slighter, particularly if the lake percentage of the drainage area is great (Table 1).

Winter low-discharge periods last from 1-4 months and the discharge reaches its minimum value at the time of the beginning of snow-melt after which a quick increase occurs usually.

2. Summer or autumn low-discharge periods occur less regularly and they are a consequence of the evaporation exceeding the precipitation during summer months. During such times the discharge is being maintained by water which originates from spring melt-water and from subsoil-water supply. Even in small and sensitive water systems the discharge decreases during summer in certain years to a value less than the winter low-discharge, especially in South Finland, there summer is longer than in the north. In the bigger water systems the dryness of summer does not have any effect before autumn or early winter. Table 2, which shows the frequency of occurrence of the yearly value of low-discharge during the different months of the year, gives an example how the size, lake percentage and the geographical site of the river basin (Table 1) influences the point of time of low-discharge.

TABLE 2

*Frequency of yearly minima of discharge during different months of the year
(in per cent of all cases during respective observation periods)*

Water systems	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vuoksi, Imatra	1	1	6	50	5	0	0	0	1	2	4	30
Kymijoki, Kalkkinen	5	1	22	29	0	0	1	0	4	4	15	19
Vanajavesi	5	7	29	9	0	0	1	0	11	14	12	12
Kyrönjoki	2	32	53	0	0	0	7	0	0	2	0	4
Kalajoki	2	23	51	0	0	0	0	15	3	0	0	6
Oulujoki	0	0	13	77	0	0	0	0	1	1	3	5
Kemijoki	0	0	63	33	0	0	0	0	0	0	0	4

3. Low-discharge periods of especially low values of discharges of long duration continuing for many years occur in the bigger water systems, there the influence of a dry period will have its effect long ahead in time and there thus the influences of periods of minor precipitation following each other closely can be added up. Such low-discharge periods of long duration have so much a greater role in the water regime as in such cases it is impossible to eliminate the shortness of water by adopting measures of regulation. Should we take *MNQ* as an upper limit for «especially low discharge» we will find for instance, for Vuoksi river a period of 3 years 7 months (Oct. 1939 - April 1943) of «especially low discharge» without interruption and another such period of 3 years 3 months (Jan. 1914 - March 1917). Many such periods exceeding one year have been noticed. The longest period of «especially low discharge» for

Kymijoki river at Kalkkinen is 3 years 3 months (Fig. 1). Of the rivers presented here as types of examples, the longest period of «especially low discharge» for Vana-javesi is one year and a half. However, periods of this kind for other water systems do not exceed one year.

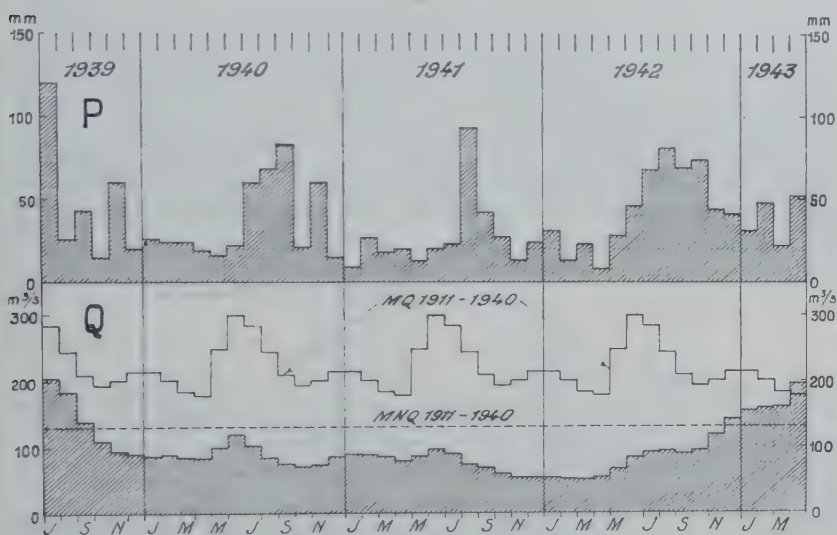


Fig. 1 — Monthly mean discharge (Q) and monthly precipitation (P) during the period of especially low discharge in Kymijoki river at Kalkkinen 1939-42.

For understanding the origin of low-discharge periods of long duration discussed here, we shall consider more closely the period 1939-42 for Kymijoki river. Fig. 1 shows that in spite of the abundant precipitation in July 1939 the discharge decreased quickly, an example of the minor importance of summer rainfall considering the water supply. Precipitation during August-October was very scanty as well as the snow cover in the following winter. Immediately after the snow-melt followed an extremely warm period during which time a considerable amount of the melt-water evaporated before it could reach the lakes and rivers. Increase of discharge during spring and summer 1940 was insignificant. Ground water supply thus showed continuously a deficit that could not be filled up during August and September, although the precipitation at the time was more or less normal. October was considerably dry and at the beginning of winter in November 1940 the situation was very much the same as in the previous year. During 1941 the hydrological situation developed much in the same way, and analogously with the late summer rainfall of the previous year the abundant precipitation of August did not increase the discharge. The latter part of the autumn was again dry. The discharge decreased already in October under the minima values noted previously and the lowest value was reached in March 1942 and not until the end of this year did the period of «especially low discharge» take an end although the precipitation had exceeded the monthly mean values for six months before that.

In the examples given above the main causes for an especially serious low-discharge period stand out as follows :

LES GRANDS ETIAGES DU PO

MARCO VISENTINI

RÉSUMÉ

Sur la base d'une longue série d'observations hydrométriques moyennes annuelles du Pô à Pontelagoscuro, qui représente fidèlement le régime hydraulique du fleuve de 1807 jusqu'à l'heure actuelle, on a déduit les périodes des grands étiages de ce cours d'eau. En distinguant en effet les années d'observation en années abondantes, faibles et normales selon que le niveau hydrométrique est compris dans le quartier supérieur, dans l'inférieur et dans la partie de la variation la plus forte, on a constaté que les années les plus sèches ont été au nombre de 5 avant 1870 et 14 après cette année. La fréquence plus élevée des périodes d'étiage après 1870 laisse supposer qu'après cette année un changement du régime hydraulique du Pô se soit produit dans le sens que ce régime a pris un caractère plus torrentiel.

Une étude analogue effectuée sur les valeurs des précipitations moyennes annuelles de Milan, Turin et Parme a mis en évidence un rapport notable avec les résultats déduits de la série hydrométrique.

SUMMARY

Long periods of low water have been deduced on a basis of yearly average hydro-metric recordings on the Po river at Pontelagoscuro. Records have been taken at this point since 1807; These data truly reflects the regime of the river.

The recorded years have been classified into abundant, scarce and normal according to the water levels as included above the upper quartile, below the lower quartile and in the remaining part of the series.

It is ascertained that there has been 5 scarce years before 1870 and 14 after. The greater frequency of low waters occur after 1870, therefore it is thought that a change has taken place in the hydraulical regime of the river.

An analogous study computed on the yearly average rainfall in Milan, Turin and Parma has shown a remarkable concordance between the rainfall and the results of the hydrometric record series.

Il est bien connu que pour l'étude du régime hydraulique du Pô on dispose des observations hydrométriques journalières de Pontelagoscuro près de Ferrare, pendant une longue période d'années, qui commence régulièrement en 1807 et qui continue encore actuellement. Dans cette localité le fleuve a déjà reçu toutes les eaux de son bassin de 70.091 km². Pontelagoscuro est situé à 92 km de l'embouchure du Pô.

Des contrôles spéciaux effectués par le Bureau Hydrographique du Pô sur les restes des anciennes échelles métriques confirment que la cote du zéro hydrométrique à laquelle les observations sont rapportées est pratiquement restée invariable à la mesure de 8 m 51 au dessus du niveau de la mer. D'autre part l'examen critique des observations hydrométriques effectuées par le Prof. Fantoli, il y a environ cinquante ans, le portait à la conclusion « qu'un changement soit pour un surhaussement soit pour un creusement du lit moyen du Pô sur le tronçon de Lagoscuro ne peut être constaté ou tout au moins est négligeable pendant les premières décennies et les derniers dix ans d'un siècle entier ». Successivement, en opérant sur un plus grand nombre d'années d'observation, les professeurs Giandotti, Visentini et après eux le Prof. Frosini ont confirmé la conclusion du Prof. Fantoli.

On peut donc affirmer que la longue série des observations hydrométriques sur le Pô à Pontelagoscuro représente parfaitement le régime hydraulique du fleuve pour toute la période intéressée.

La présente recherche tend à individualiser les périodes d'étiage du Pô et utilise pour ce fleuve les moyennes annuelles des hauteurs hydrométriques par le fait que celles-ci par rapport aux hauteurs maxima et minima ressentent moins fortement les

phénomènes exceptionnels dépendant des ruptures des digues et, dans une période plus récente, de l'action des grands lacs et des réservoirs artificiels de régulation, ainsi que des dérivations successives des eaux pour l'irrigation. Les valeurs de ces moyennes sont exposées dans les publications spéciales du Bureau Hydrographique du Pô et on peut remarquer que ces valeurs sont toutes négatives, car le zéro hydro-métrique est situé en correspondance du niveau de garde sur lequel commence le service des crues le long des endiguements.

Le Service Hydrographique Italien a adopté la durée comme critère général pour distinguer les étiages et les crues dans une série hydrométrique ou bien fluxmétrique : on considère comme état d'étiage celui qui se présente avec une durée égale ou inférieure à 25 %.

Parfois on considère comme étiage celui qui se présente ou est dépassé pour 355 jours par an, et comme crue celui qui se présente pour une période maximum de 10 jours par an.

Du point de vue pratique aucun de ces critères n'a pas semblé être utilement adoptable et on a préféré de se rapporter à la variation maximum entre les moyennes annuelles de la façon suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \text{hauteur hydrométrique moyenne annuelle} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{valeur maximum : } -1,41 \text{ (1936)} \\ \text{valeur minimum : } -4,21 \text{ (1884)} \\ \hline \text{variation : } 2,80 \end{array}$$

quarteron ou 25 % de la variation : 0,70

limite supérieure des niveaux normaux : $-1,41 - 0,70 = -2,11$

limite inférieure des niveaux normaux : $-4,21 + 0,70 = -3,51$.

Les années ayant une hauteur moyenne supérieure à $-2,11$ seront considérées *abondantes*; celles entre $-2,11$ et $-3,51$ normales et celles ayant une hauteur moyenne inférieure à $-3,51$ modiques ou *maigres*. On en déduit que, au cours de 152 années, de 1807 à 1958, on a eu :

23 années abondantes	soit 15 %
110 années normales	soit 72,5 %
19 années maigres	soit 12,5 %

Les années abondantes et les années maigres sont indiquées dans le tableau I :

Graphique n° 1

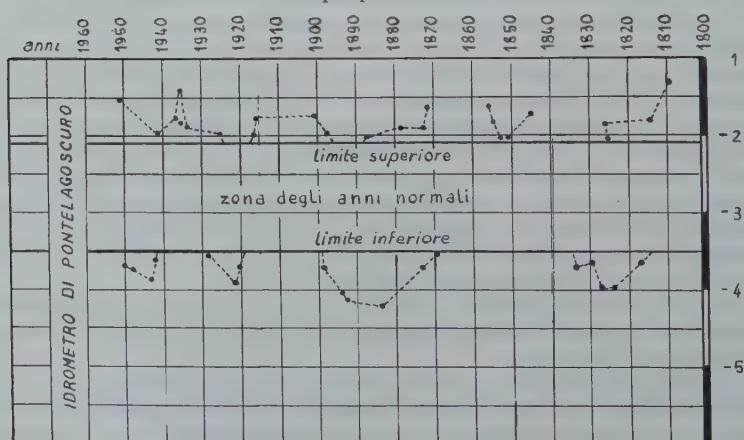


TABLEAU I

Années

abondantes		maigres	
date	hauteur	date	hauteur
1810	— 128	1817	— 363
1814	— 184	1825	— 395
1826	— 202	1828	— 395
1827	— 185	1830	— 362
1845	— 170	1834	— 369
1851	— 203	1870	— 352
1853	— 205	1874	— 370
1855	— 179	1884	— 421
1856	— 163	1893	— 412
1872	— 163	1894	— 404
1873	— 193	1899	— 372
1879	— 193	1921	— 369
1888	— 202	1922	— 387
1898	— 199	1929	— 353
1901	— 178	1943	— 360
1916	— 177	1944	— 384
1917	— 199	1945	— 383
1926	— 196	1949	— 373
1934	— 182	1950	— 370
1936	— 141		
1937	— 177		
1942	— 198		
1951	— 155		

Les données indiquées dans le tableau sont reportées sur le graphique n. 1 ci-joint; celui-ci a comme abscisses les temps et comme ordonnées les hauteurs hydrométriques correspondantes.

Dans ce graphique on a réuni par des lignes pointillées les éléments d'un même groupe : évidemment cette disposition n'a aucun rapport avec le phénomène, mais c'est seulement un artifice pour rendre plus clair le graphique.

En examinant le tableau et le graphique l'observation que les groupes des années abondantes et ceux des années maigres devient évidentes; cependant presque toujours les années abondantes, s'intercalent entre les années maigres et vice-versa.

Ensuite, si l'on examine particulièrement les années maigres, on observe qu'avant 1870 (période de 64 ans) seulement 5 années maigres se sont produites dans un groupe qui va de 1817 à 1834; par contre après 1870 et jusqu'à 1958 (période de 88 ans) on trouve 14 années maigres distribuées en trois groupes : le premier et le plus important de 1870 à 1899, le deuxième de 1921 à 1929 et le troisième de 1943 à 1950.

On pourrait se demander si la plus grande fréquence des années maigres pourrait être causée, du moins au cours des dernières décennies, par un plus fort prélèvement des eaux du Pô pour les besoins d'irrigation, mais ce doute ne semble pas pouvoir être pris en considération étant donné que pendant la même période se sont produits

aussi de plus forts apports du débit fluvial en raison de la réalisation du soulèvement d'eau mécanique dans les bonifications et sous l'action d'une plus importante ablation des masses glaciales sur toute la zone des Alpes.

D'autre part l'examen des valeurs moyennes annuelles donne une plus grande garantie d'homogénéité et on doit observer encore qu'après 1870 non seulement le nombre des années maigres augmente, mais aussi celui des années abondantes : en effet dans cette période celles-ci sont 14 contre 9 cas dans la période précédant 1870. Cette observation fait penser à un vrai changement du régime hydraulique du Pô dans le sens qu'environ après 1870 ce régime a pu prendre un caractère torrentiel, et par conséquent provoquer une plus forte variation entre les périodes d'étiage et celles de crue.

Il serait assez intéressant de comparer ce que nous avons exposé ci-dessus avec les données des précipitations rapportées sur le bassin versant du Pô pendant la même période, mais malheureusement ces données n'existent que pour les dernières dizaines d'années, c'est-à-dire depuis l'institution du Bureau Hydrographique du Pô. Seulement Milan et Turin ont une période d'observation assez longue, mais ces observations ne suffisent pas à caractériser les précipitations par rapport au bassin versant. A partir de 1836 on dispose cependant des observations de l'Observatoire de Parme; à partir de cette époque on peut considérer tout au moins pour des études préliminaires comme celle-ci que la valeur moyenne des précipitations annuelles de Milan, Turin et Parme constitue une série qui peut indiquer assez exactement l'allure générale de ces précipitations : cette théorie est bien loin de représenter d'une façon absolue les précipitations du bassin même. Par conséquent cette série a été constituée pour la période 1836-1958 et on a appliqué à celle-ci le même procédé adopté pour la série hydrométrique de Pontelagoscuro, avec les résultats suivants :

précipitation moyenne annuelle	{ valeur maximum	1.338 mm (1901)
	{ valeur minimum	494 mm (1871)
	différence	844 mm

quarteron, ou 25 % de la différence — 211

limite *supérieure* des valeurs normales : = $1.338 - 211 = 1.127$ mm;

limite *inférieure* des valeurs normales : = $494 + 211 = 705$ mm

Les années ayant une précipitation *supérieure* à 1.127 mm seront considérées *abondantes*; celles avec une précipitation *inférieure* à 705 mm seront considérées *maigres*.

De la série des totaux annuels calculés selon la façon indiquée ci-dessus il résulte que dans la période de 123 ans de 1836 à 1958 on a eu :

années abondantes : 12 soit 9,3 %
 années normales : 97 soit 79,5 %
 années maigres : 14 soit 11,4 %

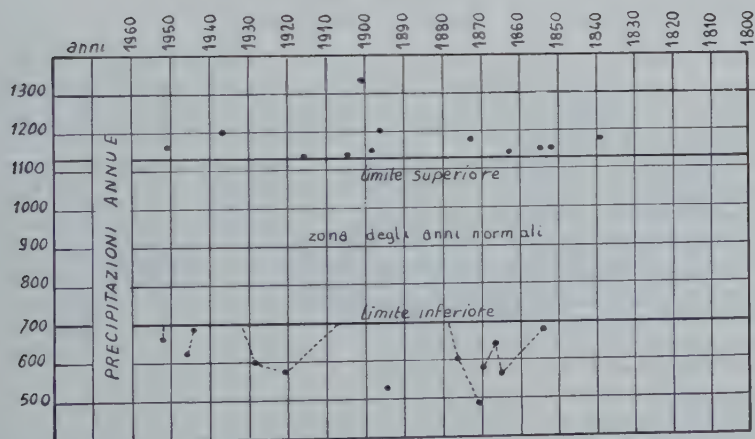
Les données indiquées dans le tableau 2 sont disposées dans l'ordre chronologique sur le graphique n. 2 :

En comparant ce dernier avec le graphique précédent relatif aux observations hydrométriques du Pô, à part tout critère de précision devant être exclu pour les motifs déjà exposés de la non homogénéité des deux séries d'observations, on est étonné du fait de trouver que sur cet ensemble se vérifie une concordance notable de l'augmentation du nombre des années pauvres en eau, ainsi qu'une diminution de la valeur même de la quantité tant pour la série hydrométrique, que pour la série pluviométrique.

TABLEAU II

Années			
abondantes		maigres	
1839	1184	1854	682
1851	1163	1865	567
1855	1162	1866	670
1862	1161	1870	590
1872	1183	1871	494
1896	1203	1874	613
1898	1164	1877	683
1901	1338	1894	644
1905	1134	1908	701
1916	1128	1921	585
1937	1203	1929	601
1951	1169	1944	693
		1945	629
		1952	677

Graphique n° 2



DROUGHT CLASSIFICATION

Mutual relationship of the atmospheric and soil droughts

Ing. Bozidar BLAGOJEVC

Designing Enterprise «Energoprojekt» Beograd, Carice Milice 2, Yugoslavia

SUMMARY

Aridity of soil should not be treated from the point of view of the atmospheric precipitation. The soil layer, being transmission of water, as food for the plants, is one of the main factors to determine reliability of the available waters. Shortage of necessary water quantities for development of the plants does not appear only with shortage of the atmospheric waters, but because of soil incapability to receive, retain and gives water to a plant. The idea of soil aridity is inseparable of the idea of atmospheric drought, so that their relationship is inseparable for classification of aridity.

As the basis for classification of aridity should be used comparative observation of contribution for larger regions (world's average) and some areas (country, county, etc.) by the method of mathematical statistics—by the curve of sufficient provision. Observation is prepared for ten years periods. Number of the comparative cultures can be varying, but it should take into consideration those which are the basic ones.

The order of aridity for some cultures is being determined by the order of values of the mean retreatments from the comparative curve of sufficient provision (world's average), and collective order by the cultures gives the degree of aridity.

RESUME

L'appréciation de l'aridité d'une aire ne doit pas être considérée seulement sous l'aspect des précipitations atmosphériques. La couche de terre est dans la transmission de l'eau, comme aliment de la plante, un facteur essentiel pour l'appréciation de la convenance des eaux disponibles. Le manque des quantités d'eau nécessaires pour le développement des cultures végétales ne provient pas seulement de l'insuffisance des eaux atmosphériques mais également de l'incapacité du sol de les recevoir, retenir et transmettre à la plante. La notion de l'aridité du sol est inséparable de la notion de l'aridité atmosphérique et par conséquent leur action mutuelle est inséparable de la classification de l'aridité.

Comme base de classification de l'aridité doivent servir les résultats comparés de la production de domaines plus étendus (moyenne mondiale) et des aires particulières (pays, province, etc.) par la méthode de statistique mathématique—sur la courbe de garantie. L'élaboration doit porter sur les périodes décennales. Le nombre de cultures observées peut être arbitraire, mais on doit s'orienter vers les cultures fondamentales qui occupent la plus grande part des surfaces cultivables.

L'ordre de l'aridité de chaque culture est déterminé par l'ordre des valeurs d'écart moyens de la courbe de garantie comparée (moyenne mondiale) et l'ordre global par cultures donne le degré d'aridité.

1. INTRODUCTION

Available atmospheric waters characterize some region in water supply. There are numerous scales which are available to divide hydrosphere on the arid and humid zones. The basis of these measures is the precipitation quantity expressed in millimeters for one period. Such sort of classification is adopted and could be said to be official.

2. THE DROUGHT CONDITIONS

The problem of drought can not be fully identified with quantity of the atmospheric waters. In agriculture, the phenomena of draughts are directly reflected on the intensity of agricultural production, so that classification of this domain have to be done from this point of view. A plant takes food for its growing up from soil layer in which its root system is developed. In such a way the soil layer, being a transmission of water as a food for the plants, is one of the most important factors to evaluate reliability of natural conditions for growing of the plants, respectively for sufficiency of the available atmospheric waters for these requirements. Being the porous medium, the soil layer has capability of receiving, and let out and retaining water. These processes take part in the soil in dependence on water regimen, as well as in the atmosphere and underground below the active soil layer. That is why water regimen of soil is so complicated—because of complexibility of water regimen in the external media and water movement trough the soil layer.

The lack of necessary quantities of water for development of the plant cultures does not appear only with the lack of the atmospheric waters, but because of soil incapability to receive, retain or give water to the crops. Nature of the crops is that one which requires timely possibility of water supply from the soil layer for a determined stage of development. If the soil layer can not timely meet this requirement, a period of growing in the conditions of drought begins for a crop. This can appear either because of that atmosphere does not give regularly distributed water (what is very often case), or the soil properties do not allow timely and sufficient receiving of the atmospheric waters; it might as well happen that soil has no capability of retaining this water to give to a crop in time when it requires. It comes out that except the conception of atmospheric drought, the conception of soil drought should be taken—their mutual activity is inseparable for consideration of aridity classification.

3. THE DROUGHT CAUSES

In the conditions of FPR of Yugoslavia, when agriculture surrices a jumping raising to al full intensity, evaluation of aridity of some regions respectfully knowledge of water balance in the soil layer, as well as its water regimen, has an immense importance. This question has a separate place for determination of the irrigation measurements as the highest stage among the agrotechnical works for full security of intensive agricultural production. Practice did not reach indispensable maximum that a determined methodology could be adopted. However, it is a fact that in evaluation of aridity could not be considered only the available atmospheric waters, but the elements of soil drought. The question is which specific conditions have effected this opinion.

Investigations have shown that water regimen in the soil layer has more importance for considerations of these elements of potential possibilities for the agricultural production than the total balance of the atmospheric waters. This element is so of more importance : thas characteristics of the soil layer to retain soil moisture are more unfavorable. Scelletous and lighter alluvial soils are on the higher scale of soil drought probability, especially in the conditions of less thickness of the soil layer, while the least influence of unsteady regimen of the atmospheric waters can be noticed in the soils of heavier composition, but of good structure and more thickness of the soil layer.

The cases of intensive soil drought in the region of maximum quantities of annual precipitations in Yugoslav carst have been esteemed. The soil cover of this region was usually composed of scelletous material of the carst and red-gray soil of a shallow layer. Annual precipitations in this region amounts to 5.000 mm, and in average about 3.000 mm, while the distribution of rainfall clearly indicates the phenomena of two-

months atmospheric drought during the vegetation period (july, august). The shallow soil layers and scelletous character of soil, in the conditions of a carstic composition, have no retention capabilities temporaly to equalize and increase the coefficient of useful action.

According to the average precipitations in a vegetation period, the region of Metohija (the river Beli Drim watershed, teritory of FPRJ), and amount of 400-450 mm should be enough in a zone supplied with water, for requirements of an intensive agriculture production. However, the soil cover has very small retention possibilities—these are light alluvial or delluvial soils, often scelletous. Beside above mentioned amount of precipitation, a period lasting even more than hundred days is very often case. In these conditions of the atmospheric and soil droughts, agricultural production of some crops is equal to zero.

Teritory of the narrower part of Serbia, has, in its larger part, the soil cover composed of podzol material with expressive unpermeable B horizon. The depth of this layer is relatively small, 25-30 cm, so that retention soil space, although those are heavier soils, is relatively small. Such a state gives, as a result, the phenomenon of soil drought appearing as a direct reflection of impossible retaining of any quantities of water in the soil layer. It is a direct real atmospheric drought directly reflected in the crops growing. Distribution of the available ater, being of the atmospheric character, is otherwise unfavorable, so that the case of drought is very often.

It is a frequent case that the soils are heavier, with higher water capacity. Those soils have rather high retention capacity of the atmospheric precipitations, but in the conditions of unfavorable climate of the Kosovo plain, with hot and lasting winds and non-rainfall periods of about hundred days, this zone undergoes the atmospheric and soil droughts. Soil with considerable quantity of colloids, when its moisture expire, becomes fissured so that rainfall does not penetrate the soil but quickly evaporates or influx into fissures. So, the soils with important retention capability become representatives of the soils in certain drought conditions.

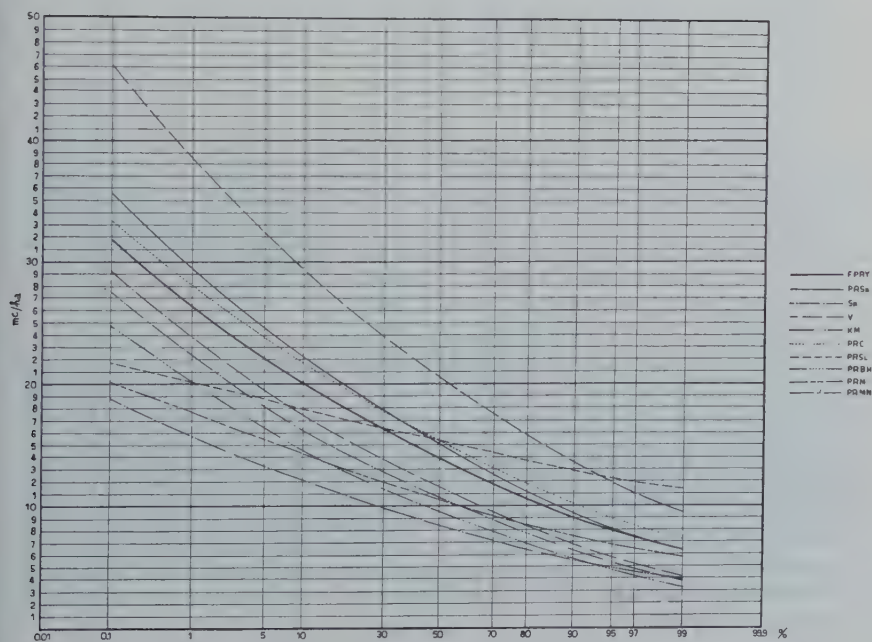
Deep layers of «cernozem», soils with reliable retention capability of the atmospheric waters, represent the soils which can alleviate atmospheric drought in the conditions of unreliable precipitation distribution. Meanwhile, their retention capability is not of unlimited possibilities and those soils undergo to the influence of the atmospheric drought, but with considerable capability to receive available atmospheric waters.

Certainly, the question of improvement of the soil retention capability is set forth—to receive, retain and gives necessary water to a crop. Such measures might go to the maximum as it is the case in the Netherlands, where antropogen soils are made. But, it is not the case in the countries with undeveloped agrotechnical measures. To this question it is very important that proces of making soil to be «cultural» needs rather along time and that it has a character of preventive measure as for improvement of retention capability of the soil layer with considerable investments. That put in unequal position the soils of unreliable characteristics, so if we have to consider the drought from the point of view of natural conditions, that is our opinion, then the categorization of aridity has to be considered in the conditions of periodical classification. In the conditions of peacefull development of the worlds economy, the intervention of international agricultural organization FAO is necessary for the allevation of the drought action. Having in mind these conceptions it is indispensable to state priority order of this intervention beside the classification of aridity of some zones. Besides, it is necessary to control periodically (each ten years) what changes have happened in making more reliable retention capability of soil after agrotechnical measures have been applied.

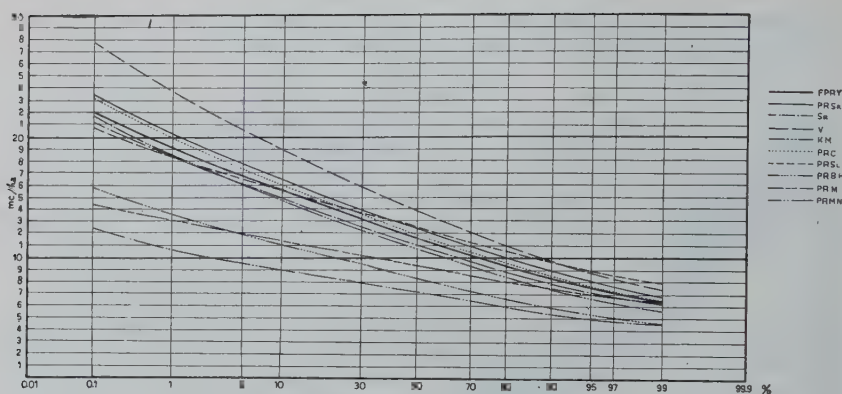
The question of regional cultures might be set forth, as well. But, it is more the question of already existing habits of the agricultural workers so the results of international importance could be expected yet.



Pic. 1 — Chart of FPR Yugoslavia



Pic. 2 — Security of maize production in the conditions of 1948-1957



Pic. 3 — Security of wheat production in the conditions of 1948-1957

Further, peaceful development of the worlds economy will certainly solve this question. That means, as the basic conclusions for estimation of aridity of some zones or regions, natural conditions have to be taken into consideration :

- a) atmospheric droughts
- b) soil droughts

These two elements have to be considered from the point of view of their mutual activity in the agricultural production.

4. CLASSIFICATION OF ARIDITY

In the conditions of FPR of Yugoslavia two basic agricultural plants are : wheat and maize. These two cultures are taken as the basic ones, but there is possibility to increase their number. Further classification is given according to the administrative divisions : PR of Croatia, PR of Slovenia, PR of Bosnia and Herzegovina, PR of Macedonia, PR of Crna Gora (Monte Negro), and PR of Serbia. PR of Serbia is divided into three regions—Vojvodina, Kosovo and Metohija and Serbia. The borders of these regions are shown at the Chart of FPR Yugoslavia.

Looking for the best way to obtain the most obvious outline of many factors which cause aridity, a method of the mathematical statistics is applied, the curve of supply is estimated by three perimeters : ten years contribution mc/ha, variation coefficient C_r , and coefficient of asymmetry C_s which is always charged as $2C$ because of unsafficient observations. Many curves have been formed for each PR and some regions. Two graphic outlines are given : «Security of maize production in the conditions of 1948/1957», and «Security of wheat production in the conditions of 1948/1957». These outlines give the data of production of some cultures for various regions in relation to the production all over FPRY. Variability of duration of the vegetation periods for the two given cultures is expressed at the graphical outlines of security. The element of mean retreat of the security curve for FPRY is adopted as comparable element of aridity.

The mean retreats S_r for maize and wheat

Region	Maize S_r	Wheat S_r
FPRY	—	—
Vojvodina	+ 6.7 (9)	+ 2.3 (9)
PR Croatia	+ 1.3 (8)	+ 0.3 (6)
PR Serbia	+ 1.2 (6)	+ 0.6 (7)
PR Slovenia	+ 1.2 (7)	+ 0.9 (8)
Serbia	— 2.4 (5)	— 0.6 (5)
Kosovo and Metohija	— 3.2 (4)	— 0.8 (4)
PR Macedonia	— 3.5 (3)	— 2.4 (3)
PR Bosnia and Herzegovina	— 4.4 (2)	— 3.3 (2)
PR Crna Gora	— 5.6 (1)	— 4.5 (1)

Comparative table of aridity is formed by the summary of points from the magnitudes of mean retreat (S_v) for both cultures :

Region	Maize S_r	Wheat S_r	Total	arid. degree
Vojvodina	9	9	18	(9)
PR Croatia	8	6	14	(7)
PR Slovenia	7	8	15	(8)
PR Serbia	6	7	13	(6)
Serbia	5	5	10	(5)
Kosovo and Metohija	4	4	8	(4)
PR Macedonia	3	3	6	(3)
PR Bosnia and Herzegovina	2	2	4	(2)
PR Crna Gora (Monte Negro)	1	1	2	(1)

From the above Table it is obvious that on the final degree of aridity influence the degrees of some cultures and final classification of aridity of some region is given in a simple sum.

Observation of these data can give other possibilities as well. The slope of some security curves shows the reflection of retention possibility of the atmospheric waters by soil on one hand, and influence of poor soil conditions affecting the decreasing of slope of the curves on the other hand. The analysis of these elements may give the conclusions on participation of the soil or atmospheric drought in general classification of aridity.

5. CONCLUSIONS

Estimation of aridity of some region should not consider only from the point

of view of the atmospheric precipitations. The plants use the food for their growing from the soil layer in which their root system is developed. In such a way, the soil layer is a transmission of water as food for the plants, and one of the main factors for evaluation of sufficiency of the available waters. The lack of necessary quantities of water for growing of the plants does not appear only with lack of the atmospheric waters, but because of uncapability of soil to receive, retains and gives water to a plant. The conception of soil drought is inseparable of the conception atmospheric drought, so that their mutual action is inseparable for classification of aridity.

As the basis for classification of aridity comparative observation of contribution of the crops have to be considered (for a larger region—worldly average) and particular regions (country, county, etc.), by the method of mathematical statistics-security curves. Observations have to be done for ten years period. Number of the comparative cultures might be variable, but the basic ones have to be considered. The order of aridity is being determined by the order of numerical values of the mean retreats from the comparative security curve (worldly average); the degree of aridity is obtained as a sum of the cultures order.

Data obtained by this way gave satisfactory results of aridity classification for FPR Yugoslavia.

THE UTILIZATION OF WATER RESOURCES OF RIVERS IN ARID ZONES

KRITSKY S.N. & MENKEL M.F.
U S S R

1. The present report considers the vast arid steppe territories of the south of the USSR. These are regions with cold winter and hot summer. The run-off proceeds mainly in spring owing to the snowmelting. The rest of the year the river flow is scanty.

2. The mean flow of the rivers in relation to their catchment areas is low and varies highly from year to year. The average depth of annual flow is 1-2 cm; the coefficient of variation is close to 1. About 90% of water passes during 1-2 spring months. The rate of evaporation in summer is high, the precipitation-low. The average annual depth of evaporation losses from the water surface of storage reservoirs is approximately 1 m.

3. The flow of the rivers being highly variable, long term records are required to secure accurate estimation of the water resources. Systematic flow gauging is to be started possibly long before the beginning of hydraulic works.

4. The annual flow of dry years is very scarce. Long term annual storage is widely used to regulate the flow and to make it utilisable. The amount of storage required depends on the length and the rate of dryness of sequences of deficient years. In the calculations of storage reservoirs the tendency favouring the formation of such groups must be taken into account.

The theory of river flow regulation generally applied in the USSR proceeds from the conception that the sequence of annual flow values forms a simple Markov chain. The correlation coefficient between the adjacent annual values may be accepted 0,2—0,3.

5. The mentioned theory permits to calculate the storage (its annual component) required to secure a given regulated draft without shortages within a given percent of years. By means of a set of calculations graphs have been compiled representing the interrelation between the above mentioned characteristics. The graphs supplemented to the report correspond to the value 0,3 of the correlation coefficient between the adjacent annual flows.

6. The run-off in arid regions being highly variable big storage reservoirs are required to regulate the flow. The amount of storage attains several volumes of mean annual flow. Factors limiting the extension of reservoirs are to be taken into consideration of evaporation losses due to the growth of the water surface; the high concentration of diluted salts in the water of reservoirs which work during protracted periods without spilling excessive flow.

7. It is desirable to concentrate the storage required to regulate the flow of a river within a few capacious deep reservoirs. Numerous small shallow ponds are not suggested because of evaporation losses.

8. It seems reasonable to adjust to the fluctuations of the river flow the water consumption of industrial and agricultural enterprises located within arid zones.

The uninterrupted supply of highly responsible consumers is to be guaranteed in 95-97% of years. The auxiliary needs may be limited during periods of heavy droughts, the total demands being contented at full rate in 75% of years. This pattern allows to enlarge the utilization of limited water resources.

During the majority of years the supply will be maintained without shortages. In the case of extraordinary droughts the most vital requirements will be secured safely.

9. The capacious reservoirs storing several volumes of the mean annual flow of the river need long periods for their initial filling. If this process coincides with a protracted drought the initial filling lasts many years. During this period the normal safety of the supply can not be secured. To prevent the delay in the work of supplied enterprises it is necessary to take care of the construction of reservoirs in good time.

COURBE DE TARISSEMENT, COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT ET PERMEABILITE DU BASSIN

G. TISON Jr.
Université de Gand

RÉSUMÉ

La comparaison des valeurs de coefficients d'écoulement mesurés d'une série de bassins d'Afrique avec celles déterminées par des règles empiriques ne tenant compte que des précipitations et de la température fait apparaître des discordances sensibles pour les bassins très perméables : l'évaporation dans ces derniers bassins est réduite par l'infiltration et l'écoulement augmente.

La recherche des courbes de tarissement des mêmes cours d'eau montre d'autre part qu'elles sont en général de la forme $Q_0(1 + \alpha t)^2$, α étant égal à a_0/H , a_0 étant la quantité d'eau qui s'infiltre par unité de temps et de surface, H étant la hauteur moyenne de la nappe d'emmagasinement.

L'étude montre que α est dans l'ensemble d'autant plus petit que l'emmagasinement est considérable et le coefficient d'écoulement élevé.

D'autre part, dans l'ensemble aussi, pour un même bassin, la croissance de α avec a_0 est vérifiée. Certaines rares exceptions à cette règle sont justifiées (pour de petits débits).

1. EVALUATION DU COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT PAR RÈGLES EMPIRIQUES

Le coefficient d'écoulement d'un bassin dépend de multiples facteurs parmi lesquels les chercheurs ont tout d'abord distingué l'action de la valeur des précipitations et celle de la température. On s'est dès lors efforcé d'établir des formules empiriques ou des diagrammes permettant de trouver le coefficient d'écoulement en fonction des variables : hauteurs des précipitations sur le bassin, température moyenne dans ce bassin.

D'autres facteurs interviennent évidemment : il en sera question ci-après. Les formules dont il vient d'être question ne tiennent pas compte de ces facteurs. Elles ont cependant été établies, en fait par voie statistique, en utilisant des centaines de résultats de mesures relatives à des bassins sur lesquels ces influences, qu'on pourrait appeler perturbatrices agissent tantôt dans un sens, tantôt dans l'autre.

Les écarts par rapport aux règles empiriques ci-dessus, seront par conséquent le fait d'une de ces influences perturbatrices dont l'existence pourra ainsi être décelée, dans chaque cas particulier, par la comparaison des valeurs mesurées à celles déduites des formules.

Sans vouloir exposer tout ce qui a été fait dans le domaine de l'établissement de ces règles, on citera les diagrammes de Wundt (1) d'une part et la formule de L. Turc (2) d'autre part. Les diagrammes de Wundt donnent l'évaporation ou le coefficient d'écoulement en fonction des précipitations moyennes P du bassin et de sa température moyenne T . Quant à Turc, il écrit que l'évaporation E vaut :

$$E = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{L}{P}\right)^2}} \quad \text{avec } L = 300 + 25T + 0,05 T^3$$

E et P sont en mm d'eau et T est en degrés centigrades.

2. COMPARAISON DES COEFFICIENTS D'ÉCOULEMENT SUPPUTÉS ET MESURÉS

Toute influence tendant à réduire l'évaporation, augmentera le coefficient d'écoulement. Parmi ces influences, on s'arrêtera à celle de la perméabilité ou plutôt de la capacité et de la rapidité d'infiltration des sols constitutifs du bassin. Plus la pluie s'infiltrera rapidement et profondément et moins elle sera sujette à l'évaporation.

Des terrains à grande et rapide capacité d'infiltration devront donc donner des coefficients de ruissellement plus élevés que ceux déduits des règles empiriques.

Le gigantesque travail de M. Rodier ⁽³⁾ dans les pays de la Communauté Française d'une part et de M. Devroey ⁽⁴⁾ au Congo Belge d'autre part ont permis au professeur Tison ⁽⁵⁾ de dresser le tableau suivant dont les diverses colonnes indiquent :

Colonne 1 : numéro ou signe de représentation sur les diagrammes; Rivière et Station;
Colonne 2 : étendue du bassin en Km²;
Colonne 3 : données sur le degré de perméabilité du bassin;
Colonne 4 : P : hauteur annuelle de précipitation (moyenne);
Colonne 5 : t : température moyenne du bassin en °C;
Colonne 6 : coefficient d'écoulement d'après les diagrammes Wundt R_{mW} ;
Colonne 7 : Valeur de $L(t)$;
Colonne 8 : Valeur de l'évaporation E_t ;
Colonne 9 : Coefficient d'écoulement d'après la formule de Turc R_{mT} ;
Colonne 10 : coefficient d'écoulement mesuré moyen R_m .

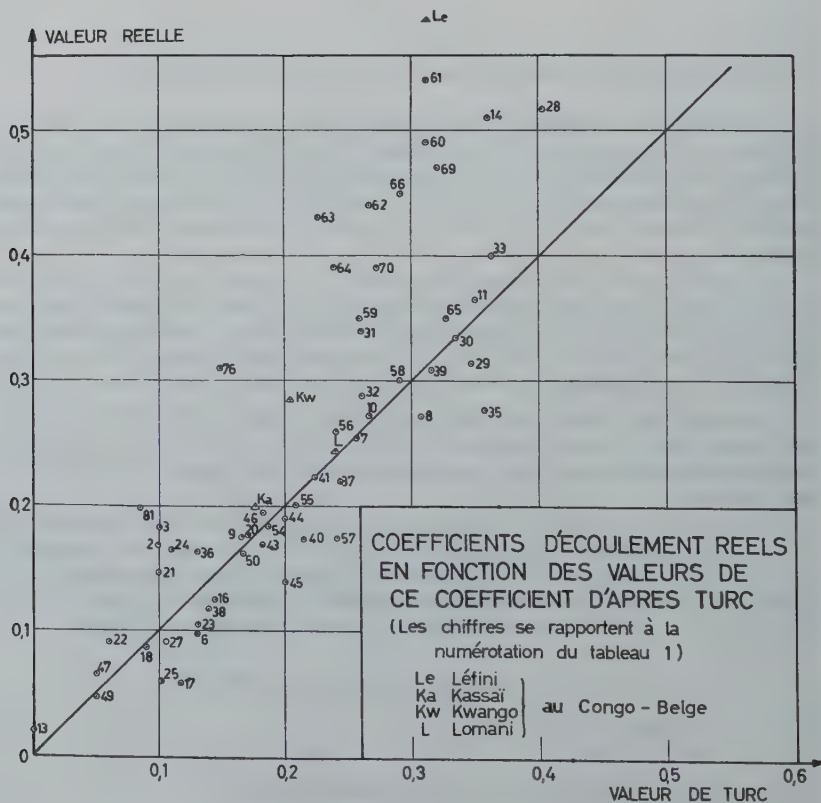


Diagramme 1

TABLEAU I

1 Rivière et station	2 Etendue	3 Degré de perméabilité	4 P	5 t	6 R_{mW}	7 $L(t)T$	8 E_T	9 R_{mT}	10 R_m
<i>Sénégal</i>									
1. Sénégal à Bakel	232.700	Certaines parties peu perméables	950	27,8	0,04	2065	900	0,053	0,114
2. Sénégal à Galougo	108.000	id.	1150	27,8	0,08	2065	1035	0,100	0,165
3. Falémé à Kidira	28.180	id.	1175	27,8	0,08	2065	1060	0,100	0,180
<i>Soudan</i>									
6. Niger à Mopti	330.000	60 % plus ou moins perméable	1310	27,8	0,059	2065	1140	0,130	0,098
7. Niger à Koulikoro	120.000	55 % plus ou moins perméable	1600	25,7	0,210	1795	1190	0,256	0,254
8. Niger à Kouroussa	18.000	Imperméable	1690	23,6	0,300	1550	1170	0,307	0,272
9. Bani à Douna	102.000	85 % imperméable	1275	25,7	0,100	1795	1065	0,165	0,176
<i>Guinée</i>									
10. Sankarani à Mandiana	21.000	Peu perméable	1755	25,7	0,270	1795	1288	0,266	0,273
11. Niandan à Baro	12.600	Très peu perméable	1075	23,6	0,380	1550	700	0,350	0,365
13. Maggia à Tsernaoua	2.525	Assez perméable	500	27,2	0,02		500	0	0,020
14. Konkouré au pont de Télimélé	10.250	Grès vraisemblablement perméable	2060	25,4	0,39	1755	1345	0,352	0,510

TABLEAU I (suite)

1 Rivière et station	2 Etendue	3 Degré de perméabilité	4 P	5 t	6 $R_m W$	7 $L(t) T$	8 E_T	9 $R_m T$	10 R_m
<i>Côte d'Ivoire</i>									
16. Bandama à Brimbo	59.500	Peu perméable	1320	26,8	0,095	1930	1130	0,144	0,125
17. N'zi à Ziénou	34.000	Peu perméable	1200	26,8	0,070	1930	1060	0,117	0,059
18. Comoé à Aniassué	66.500	Massif gréseux à résurgences, au centre peu perméable	1100	26,8	0,065	1930	1000	0,090	0,087
20. Bia à Ayamé	9.320	Certaines possibilités de rétention	1475	26,8	0,15	1930	1225	0,170	0,177
<i>Dahomey</i>									
21. Alibori à la route Kandi-Baniakoara	8.150	Terrains altérés	1140	27,4	0,040	1966	1029	0,099	0,146
22. Pendjari à Porga	20.300	30 % roches sédimentaires	975	27	0,040	1966	912	0,066	0,092
23. Mono à Tététo	19.600	Majeure partie imperméable	1230	26,4	0,080	1885	1070	0,130	0,105
24. Ouémé au pont de Savé	24.800	Imperméable	1220	27,4	0,07	2036	1085	0,111	0,166
25. Zou à Atchérigbé	8.500	Imperméabilité totale	1175	27,4	0,07	2036	1055	0,102	0,070
27. Okpara à Kaboua	9.600	id.	1150	27,4	0,06	2036	1045	0,103	0,091

TABLEAU 1. (suite)

1 Rivière et station	2 Etendue	3 Degré de perméabilité	4 <i>P</i>	5 <i>t</i>	6 <i>R_{mW}</i>	7 <i>L(t)_T</i>	8 <i>E_T</i>	9 <i>R_{mT}</i>	10 <i>R_m</i>
<i>Cameroun</i>									
28. Wouri à Yabassi	8.250	Imperméable généralement mais terrains volcaniques récents offrent certaine capacité de rétention	2150	23,5	0,47	1538	1287	0,403	0,52
29. Sanaga à Edéa	135.000	id.	1830	23,5	0,375	1530	1195	0,347	0,315
30. M'Bam au bac de Goura	41.000	id.	1780	23,5	0,37	1530	1185	0,335	0,333
31. Lom à Bétaré-Oya	10.680	Imperméable	1480	23,5	0,25	1530	1095	0,26	0,34
32. Nyong à M'Balmayo	14.300	Assez imperméable	1460	23,5	0,25	1530	1080	0,26	0,182
33. Lokoundgé à Lolodorf	1.177	Imperméable	1860	23,5	0,40	1930	1207	0,353	0,40
34. Lobé au bac de Kribi	1.940	Granite latérisé	2700	23,5	0,57	1530	1345	0,505	0,69 ⁽¹⁾
35. N'Tem au bac de N'Goazik	18.060	Granite	1770	23,5	0,36	1530	1135	0,358	0,277
36. Bénoué à Garoua	64.000	Une partie gréseuse	1130	25,1	0,09	1708	984	0,130	0,163
37. Bénoué à Riao	31.000	Imperméable	1285	22,1	0,22	1393	973	0,243	0,22
38. Mayo-Kébi à Cossi	26.000	id.	925	22,1	0,09	1393	796	0,139	0,118
39. Faro à Safai	25.400	Imperméable, mais la latérisation donne lieu à rétention assez faible	1545	22,1	0,32	1393	10581	0,315	0,308

⁽¹⁾ Approximation

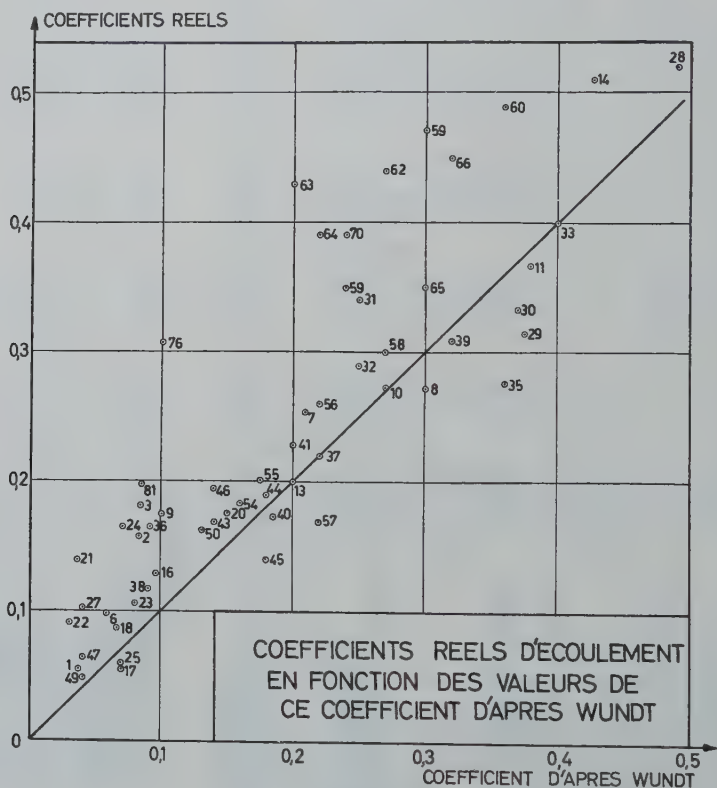
TABLEAU I (suite)

1 Rivière et station	2 Etendue	3 Degré de perméabilité	4 <i>P</i>	5 <i>t</i>	6 <i>R_{mW}</i>	7 <i>L(t)_T</i>	8 <i>E_T</i>	9 <i>R_{mT}</i>	10 <i>R_m</i>
<i>Oubangui-Chari</i>									
40. Oubangui à Bangui	500.000	Peu perméable	1560	26,1	0,185	1842	1225	0,215	0,174
41. Lobaye à M'Bata	30.000	Grès du Karroo avec importante capacité de rétention	1520	25,4	0,2	1754	1188	0,223	0,224
43. Kotto à Kembé	75.200	50 % grès du Karroo	1400	26,1	0,14	1844	1146	0,182	0,169
44. M'Bomou à Bangassou	116.000	Peu perméable	1500	26,1	0,18	1844	1200	0,200	0,190
45. M'Bomou à Zémio	28.650	Peu perméable	1500	26,1	0,18	1844	1200	0,200	0,140
46. Chinko à Rafai		id.	1415	26,1	0,14	1844	1160	0,182	0,195
<i>Tchad</i>									
47. Chari à Fort-Lamy	600.000	Peu perméable	1000	28,8	0,04	2220	950	0,05	0,065
49. Chari à Fort-Archambault	193.000	Peu perméable	1070	28,8	0,05	2220	1010	0,055	0,049
50. Bahr-Sara à Moissala	67.600	Imperméable	1380	26,3	0,13	1853	1150	0,167	0,162
54. Logone à Bongor	73.700	Cuvette tchadienne en partie perméable	1345	25	0,16	1706	1095	0,185	0,184
55. Logone à Lai	60.320	id.	1420	25	0,175	1706	1125	0,208	0,201
56. Logone à Moundou	34.900	Faible partie perméable	1460	24	0,22	1600	1110	0,24	0,26
57. Pendé à Doba	15.600	Assez imperméable	1430	24	0,22	1600	1085	0,24	0,185
58. M'Béré à M'Béré	7.100	id.	1550	23	0,27	1480	1100	0,29	0,30

TABLEAU I (suite)

1 Rivière et station	2 Etendue	3 Degré de perméabilité	4 P	5 t	6 R_{mW}	7 $L(t)_T$	8 E_T	9 R_{mT}	10 R_m
<i>Moyen Congo</i>									
59. Likouala-Mossaka à Etoumbi	9.000	Moitié du bassin très perméable	1600	24,7	0,24	1670	1185	0,259	0,35
60. Alima à Tchikapika	20.350	Très grande perméabilité	1840	24,7	0,36	1670	1265	0,312	0,49
61. N'Kené à Gamboma	6.250	id.	1850	24,7	0,36	1670	1275	0,312	0,54
62. Djoué à Kibossi	5.450	id.	1630	24,7	0,27	1670	1195	0,267	0,44
63. Foulakary au bac de Kimpanzou	2.813	Perméable	1460	24,7	0,20	1670	1130	0,226	0,43
64. Kouilou à Kakamoéka	55.000	Partie notable très perméable	1510	24,7	0,22	1670	1150	0,239	0,39
65. Bouenza à Moukou-koulou	5.800	40 % perméable	1720	24,7	0,30	1670	1156	0,327	0,35
<i>Gabon</i>									
66. Ogooué à Lambaréné	205.000	Partie supérieure du bassin perméable	1800	25,3	0,32	1750	1285	0,286	0,45
<i>Madagascar</i>									
69. Ikopa à Antsitrana	18.645	2 zones de volcanisme récent avec grande perméabilité	1610	22,4	0,32	1425	1095	0,32	0,47
70. Ikopa à Bévomanga	4.190	id.	1380	22,4	0,24	1425	1005	0,272	0,39
76. Mangoky à Banian	53.000	Partie aval perméable, même karstique	970	22,3	0,10	1412	828	0,147	0,31
81. Mananara à Bévia	1.132	Schistes cristallisés	770	22	0,085	1400	706	0,085	0,198

Les données de ce tableau ont été transportées sur les diagrammes 1 et 2 qui donnent tous deux en ordonnées les valeurs réelles mesurées du coefficient d'écoulement tandis que les abscisses du premier sont les valeurs données par la formule de Turc et les abscisses du second les valeurs déduites des diagrammes de Wundt.



3. INFLUENCE DE LA PERMÉABILITÉ DU BASSIN SUR LE COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT

On remarque que, dans l'ensemble, les points se situent au voisinage de la droite à 45° passant par l'origine, ce qui devait être par suite de l'origine statistique des deux règles empiriques utilisées. Mais on constate cependant qu'un ensemble de points assez nombreux au-dessus de la droite en question, s'en écartent si notablement qu'il importe de rechercher la ou les influences qui sont à la base de ces écarts. Or, la quasi totalité de ces points 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 69, 70, 75, KW appartiennent à des bassins perméables, l'écart par rapport à la valeur supputée étant d'ailleurs en général d'autant plus élevé que le terrain est plus nettement et plus entièrement perméable.

On a demandé s'il ne s'agissait pas d'actions de résurgences dans des terrains Karstiques. Il n'en est rien, car beaucoup de ces bassins sont situés dans les grès perméables du Karroo ou dans les sables du Kalahari qui en proviennent. Ces bassins sont jointifs et toute augmentation du coefficient d'écoulement due à des résurgences

devrait correspondre à une diminution du coefficient du bassin voisin, ce qui n'est pas le cas.

Il semble donc bien que la raison de ces coefficients élevés soit celle indiquée ci-dessus : la haute perméabilité des sols permet une infiltration et un emmagasinement rapides et profonds faisant échapper de grandes quantités d'eau à l'évaporation. L'explication est la même pour le Kwango dont le bassin est plus perméable que celui du Kasai, qui est à son tour plus perméable que celui du Lomani.

4. COURBES DE TARISSEMENT

La plupart des rivières dont il est question ci-dessus possèdent une saison sèche très caractérisée. Au cours de cette saison, les cours d'eau ne sont plus alimentés que par les nappes aquifères, dont le débit, non alimenté par les pluies, ira en diminuant.

Dans ce qui précède, on a vu que la perméabilité des terrains et leur capacité d'emmagasinement pouvaient considérablement influencer le coefficient d'écoulement en mettant rapidement l'eau à l'abri de l'évaporation lors des pluies et en la restituant lors des sécheresses.

On est ainsi amené à étudier de plus près le processus de l'emmagasinement et de la restitution qui se traduit sur les cours d'eau par l'existence de courbes de tarissement. On se rend compte qu'une certaine liaison devra exister entre les deux questions : le coefficient d'écoulement est en effet influencé par la rétention comme on vient de le voir et d'autre part la rétention a comme corollaire les courbes de tarissement.

5. EQUATIONS DES COURBES DE TARISSEMENT

Cette question a fait l'objet de plusieurs études. Si on envisage dans une nappe alimentant un cours d'eau, une tranche suivant une direction x perpendiculaire à la rivière et de largeur égale à l'unité, l'écoulement y satisfera sensiblement à :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a + \frac{K}{S} h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (1)$$

h est la hauteur d'un point de la nappe par rapport à sa base supposée horizontale a est l'apport dû à l'infiltration verticale par unité de surface et de temps, K est le coefficient de perméabilité de la couche perméable et S est son coefficient d'emmagasinement.

D'autre part, le débit atteignant la rivière de la tranche considérée de longueur l , vaut :

$$q = K \left[h \frac{\partial h}{\partial x} \right]_{x=l} \quad (2)$$

Pour une nappe libre, S vaut sensiblement la porosité, en négligeant la compressibilité des terrains et de l'eau, de sorte que l'équation (1) devient :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = a + \frac{K}{m'} h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (3)$$

Dans le cas du tarissement $a = 0$ et cette équation s'écrit :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{m'} h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (4)$$

Avant le tarissement, en supposant que la permanence du mouvement ait été atteinte dans la nappe, la relation (3) devient :

$$0 = a_0 + \frac{K}{m'} h \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (5)$$

En supposant $h = H$, hauteur moyenne de la nappe, on a par intégration de (5) :

$$h_x = h_0 + \frac{a_0 m'}{2KH} (l^2 - x^2) \quad (6)$$

h_0 étant la hauteur de la nappe à la rivière.

L'équation (4) admet comme solution :

$$h = \frac{h_1}{(\alpha t + 1)} \quad (7)$$

avec $\alpha = \frac{a_0}{H}$

en appelant $(h)_{t=0} = h_1$.

Le débit q de la tranche à la rivière vaut :

$$q = \frac{q_1}{(\alpha t + 1)^2} \quad (8)$$

q_1 étant le débit du mouvement permanent au débit du tarissement.

Il en résulte que le débit de la rivière durant le tarissement variera suivant :

$$Q = \frac{Q_0}{(\alpha t + 1)^2} \quad (9)$$

Q_0 étant le débit au début du tarissement.

S'il s'agissait d'une nappe artésienne, P. Werner et E. J. Sundquist ⁽⁶⁾ ont montré que :

$$Q = Q_0 e^{-t/\beta_1} \quad (10)$$

avec $\beta = m' r / K$, r étant le rapport de la largeur l du massif d'infiltration alimentant la couche aquifère à l'épaisseur de celle-ci.

6. APPLICATION AUX COURS D'EAU DU TABLEAU 1

Comme il a été dit, le fait que les pluies sont nulles ou quasi nulles au cours de la saison sèche permet d'appliquer aux courbes de tarissement constatées, l'une des deux formules (9) ou (10) pour en déduire les valeurs de α ou de β .

En fait, c'est presque toujours la formule (9) qui donne la meilleure concordance entre la courbe de tarissement constatée et celle déduite des considérations théoriques ci-dessus.

Le tableau 2 donne pour la plupart des rivières du tableau 1 les valeurs de α et celles du rapport Q_0/Q_m du débit Q_0 au début du tarissement au débit moyen annuel de la rivière (pour 1956). De plus, ce même tableau 2 répète les valeurs du coefficient de ruissellement d'après Turc (colonne 4) et de ce coefficient réel, mesuré (colonne 5).

TABLEAU 2

1 Rivière et station	2 α	3 Q_0/Q_m	4 $R_m T$	5 R_m
9. Bani à Douna (1957)	0.01	1	0.165	0.176
10. Sankarani à Mandiana	0.015	0.85	0.266	0.273
11. Niandan à Baro	0.01	0.9	0.35	0.365
14. Konkouré au pont de Télimélé	0.0136	0.6	0.353	0.51
18. Comoé à Aniassoué	0.019	0.5	0.09	0.087
22. Pendjari à Porga	0.0193	0.3	0.066	0.092
23. Mono à Tététoù	tarit complètement α très élevé		0.13	0.105
24. Ouémé, pont de Sava	id	id	0.111	0.166
25. Zou à Atchérigbé	id	id	0.102	0.07
27. Okpara à Kaboua	id	id	0.101	0.091
28. Wouri à Yabassi	0.0033	0.8	0.403	0.52
29. Sanaga à Edea	0.012	1	0.347	0.315
30. M'Bam au bac de Goura	0.0155	0.8	0.335	0.333
31. Lom à Bétaré-Oya	0.00723	1	0.26	0.34
36. Bénoué à Garoua	0.024	0.5	0.13	0.163
37. Bénoué à Rïao	0.05	0.4	0.243	0.22
38. Mayo-Kébi à Cossi	0.0166	1	0.139	0.118
39. Faro à Safaï	0.011	0.8	0.315	0.308
41. Lobaye à M'Bata	0.0042	1	0.215	0.224
43. Kotto à Kembé	0.01	1	0.182	0.169
45. M'Bomou à Zémio	0.013	1	0.200	0.140
47. Chari à Port Lamy	0.0178	3	0.05	0.065
49. Chari à Fort Archambault	0.0152	1.5	0.055	0.049
50. Bahr Sara à Moïssala	0.012	1.1	0.167	0.162
54. Logone à Bongor	0.0127	0.9	0.185	0.184
55. Logone à Laï	0.0126	0.7	0.208	0.201
56. Logone à Moundou	0.01	0.6	0.24	0.26
57. Pendé à Doba	0.012	0.7	0.24	0.185
58. M'Béré	0.01	0.6	0.29	0.30
59. Likouala-Mossaka à Etombi	0.008	0.8	0.259	0.35
60. Alima à Tchikapika	0.000574	1	0.312	0.49
61. N'Keni à Gamboma	0.00053	1	0.312	0.54
62. Djoué à Kibossi	0.000525	1	0.267	0.44
63. Foulakary au bac de Kimpanzou	0.00576	1	0.226	0.43
64. Kouilou à Kakamoéka	0.00468	1	0.239	0.39
65. Bouenza à Moukoulou	0.00274	1	0.327	0.35
66. Ogoué à Lambaréné	0.0069	1	0.286	0.45
69. Ikopa (Madagascar)	0.0045	1	0.32	0.47
Niari au bac de la Sapel (1957)	0.004	1	0.241	0.445
Léfini à Boembi (1953)	0.0005	1	0.312	0.58

Le α n'a pas été déterminé pour les rivières dont la saison sèche était alimentée de quelques pluies.

D'autre part, certaines rivières comme le Sénégal à Galougo et la Falémé à Kidira présentent des courbes de tarissement qui sont plutôt du type exponentiel avec $1/\beta = 0.0193$ pour le Sénégal et $0,0202$ pour la Falémé.

7. INTERPRÉTATION

Dans le tableau qui précède, on peut voir qu'un certain nombre de rivières présentent des courbes de tarissement à α très faible ($< 0,008$) avec une valeur moyenne de Q_0/Q_m voisine ou supérieure à 1. Ces rivières sont précisément celles (à une près) qui présentent des discordances notables entre la valeur supputée du coefficient de ruissellement en se basant sur les précipitations et la température moyenne et celle obtenue par mesure.

On a déjà vu que ces bassins sont ceux dont les possibilités d'infiltration et d'emmagasinement sont très grandes. Ces bassins permettent à des quantités considérables d'eau d'échapper à l'évaporation.

La considération des courbes de tarissement apporte une confirmation de l'explication donnée des écarts constatés entre les valeurs supputées et mesurées des coefficients de ruissellement.

En effet, des valeurs élevées de Q_0/Q_m et des valeurs réduites de α signifient que les volumes qui après s'être infiltrés et emmagasinés dans les couches perméables ont été restitués, sont très considérables. Or ce sont précisément ces volumes considérables qui ont pu, de ce fait, être relativement peu affectés par l'évaporation.

On a vu que $\alpha = a_0/H$, a_0 étant l'alimentation de la nappe en période de pluies, par unité de surface et unité de temps, H est la hauteur moyenne de la nappe.

Une grande valeur de H conduit à un α faible : c'est l'élément qui fait intervenir la capacité d'emmagasinement. Quant à a_0 , il intervient non seulement dans l'expression de α mais aussi dans celle de Q_0 . Une grande valeur de a_0 augmente Q_0 , ce qui conduit à une forte valeur du volume emmagasiné, mais, par contre, augmente α , réduisant ainsi la restitution dans le temps, à moins que la forte valeur de a_0 ne soit compensée par une expression élevée de H .

En d'autres termes, les valeurs du coefficient de ruissellement dépassant fortement les valeurs supputées, sous l'action de la perméabilité du sol, exigeront des valeurs notables de l'infiltration a_0 combinées avec de fortes valeurs de la hauteur moyenne de la nappe H .

8. La consultation du tableau 2 met en relief les points suivants :

8.1) les coefficients réels de ruissellement les plus aberrants vers le haut des diagrammes 1 et 2 sont ceux avec de très faibles valeurs de α ($Q_0/Q_m \approx 1$) ; ce sont l'Alima (60), la Djoué (62), le N'Kéni (61) et la Léfini. Or, ces quatre bassins sont adjacents et sont constitués des mêmes terrains : sables et grès, tous deux très perméables. Les sables du plateau Baléké notamment présentent des centaines de mètres d'épaisseur, d'où des valeurs excessivement faibles de α permettant cependant des valeurs notables de a_0 .

A remarquer que pour ces quatre rivières, la savane occupe la quasi totalité du bassin.

8.2) Les bassins suivants présentent une discordance un peu moins grande entre les coefficients de ruissellement supputés et mesurés : la Foulakary (63), le Kouilou (64), la Bouenza (65), l'Ogooué (66), le Niari au moyen Congo, l'Ikopa (69) à Madagascar et le Wouri (28) au Cameroun. Ces bassins présentent encore des parties importantes

très perméables, mais ce n'est plus dans les mêmes proportions que pour les quatre bassins précédents. D'où des valeurs plus élevées de α (toujours faibles cependant) avec des différences toujours notables entre les R_m supputés et calculés.

Le fait que pour ces bassins, la discordance des R_m n'est pas toujours en corrélation avec la faible valeur de α doit être attribué à l'action d'autres facteurs. Ainsi pour l'Ogooué par exemple, la pente du bassin tend, comme l'infiltration, à réduire le volume de l'évaporation et par suite à augmenter la discordance des R_m supputé et mesuré. Pour la Bouenza, cette faible différence est peut-être le fait de la couverture forestière (à 60 %) qui disposant à profusion d'eau du sol, augmente l'évaporation.

8.3) Le Lom (31) et la Likouala-Mossaka (59) avec leur α plus élevé (0,00723 et 0,006) devaient présenter de plus faibles différences des R_m supputés et mesurés. Pour la Likouala-Mossaka, la couverture forestière intervient sans doute dans le même sens que pour la Bouenza.

8.4) Le Lobaye avec sa valeur 0,0042 de α présente une bien faible différence des R_m supputé et mesuré.

8.5) Dès que α dépasse la valeur de 0,008, on peut voir, qu'en général, la valeur supputée de R_m n'est plus sensiblement inférieure à la valeur mesurée.

8.6) Le cas du Konkouré (14) est à prendre en considération : il présente en effet un R_m réel beaucoup plus grand que le R_m supputé alors que son α vaut de 0,0136 à 0,0148. Il faut cependant observer que l'Annuaire Hydrologique de la France d'Outremer fait observer que « la pluviométrie de ce bassin n'est pas connue avec une précision suffisante pour permettre l'établissement d'un bilan hydrologique ». Le point 14 du diagramme est donc douteux. D'autre part, les pentes relativement fortes de ce bassin tendent à lui donner un coefficient de ruissellement plus élevé.

9) Il est à remarquer que α étant égal à a_0/H , sa valeur variera d'une année à

TABLEAU 3

Rivière	Q_0 au 1.1.55 ou au 1.7.54	Q_0 au 1.1.57 ou au 1.1.56	α en 1955	α en 1957
9. Bani à Douna	373	194	0.0116	0.01
14. Konkouré à Téliélé	136	83	0.0148	0.0136
31. Lom à Bétaré-Oya	137	117	0.00073	0.00073
37. Bénoué à Riao	12,2	24	0.04	0.0294
38. Mayo Kébi à Cossi	42	55	0.0264	0.021
47. Chari à Fort Lamy	1500	1300	0.0127	0.0103
48. Chari à Bousso	1006	897	0.0125	0.0122
49. Chari à Fort Archambault	341	328	0.0142	0.0137
50. Bahr Sara à Moïssala	478	483	0.012	0.012
54. Logone à Bongor	265	151	0.0127	0.0122
55. Logone à Laï	180	142	0.0122	0.012
57. Pendé à Doba	35	34	0.012	0.012
58. M'Béré à M'Béré	53	46	0.0073	0.0073
63. Foulakary à Kompanzou	40	28	0.006	0.0054
Nyango (route de Gabon)	126	97	0.00465	0.0038

l'autre, puisque la quantité d'eau infiltrée dépendra de la valeur de a_0 . Comme le H reste cependant sensiblement le même d'une année à l'autre pour un même bassin, la valeur de α devra croître avec a_0 , et par conséquent avec Q_0 le débit à l'origine de la saison sèche.

Les valeurs de α ont été recherchées pour un certain nombre de bassins pour les années 1955 et 1957: le tableau 3 donne les résultats obtenus avec, pour chaque rivière, la valeur du débit au 1^{er} janvier ou au 1^{er} juillet de chacune des deux années. Ces valeurs du débit sont indicatrices de la valeur de a_0 .

On voit qu'en règle très générale, α augmente bien avec Q_0 donc avec a_0 . Il y a cependant deux exceptions très nettes: la Bénoué à Riao et le Mayo Kébi à Cossi pour lesquels α est plus élevé pour le plus petit Q_0 . On remarquera qu'il s'agit précisément de deux cours d'eau avec des débits peu élevés. Ainsi, pour la Bénoué, en 1955, le débit tombe de 12,2 m³/s. à moins de 1 m³/s, tandis que pour le Mayo Kébi, il passe de 42 à moins de 6 m³/s.

Or, alors que la formule de tarissement a été établie au paragraphe 5 en ne tenant compte que de l'infiltration, de l'emménagement et de la restitution par les nappes aquifères, il faut cependant ajouter que dès que ces eaux abandonnent la nappe pour sourdre et rejoindre la rivière ou un affluent, elles sont soumises à l'évaporation. Celle-ci ne peut-être considérée comme proportionnelle au volume écoulé; bien plus on peut même dire que les faibles débits d'une rivière subissent une évaporation qui ne diminue guère avec le débit. Elle a même plutôt tendance à augmenter quand le volume qui s'écoule diminue du fait de l'action plus considérable de l'échauffement des parois et de la plus grande sécheresse de l'air au fur et à mesure qu'on avance dans la période sèche. Les débits qui s'écoulent sont ceux des nappes aquifères réduits d'une évaporation qui est sensiblement la même pour tous les débits. La détermination d'une valeur de α se fait en écrivant $(1 + \alpha t)^2 = Q_0/Q$ et se déduit donc du rapport de deux débits, qui ne sont plus les débits des nappes aquifères, mais ceux-ci diminués d'une quantité sensiblement la même. La fraction Q_0/Q à la sortie des nappes aquifères qui est supérieure à l'unité augmente quand on retranche une même quantité haut et bas. Cette augmentation est insignifiante pour les débits de beaucoup supérieurs à l'évaporation, mais son action devient prépondérante pour les petits débits comme ceux de la Bénoué et du Mayo-Kébi. De plus, cette augmentation est plus importante pour les petits débits comme ceux de la Bénoué à Riao et du Mayo-Kébi à Cossi en 1955 que pour les débits plus élevés de ces rivières en 1957. Les α calculés relatifs aux petits débits peuvent ainsi dépasser ceux relatifs à des débits plus forts des mêmes rivières. Ainsi, si l'on admet que la Bénoué à l'amont de Riao perd 1,2 m³/s par évaporation durant la période sèche le $(1 + \alpha t)^2$ au sortir des nappes aquifères aurait valu, en 1955,

$$\frac{12,2 + 1,2}{1 + 1,2} = \frac{13,2}{2,2} = 6,6, \text{ alors que } (1 + \alpha t)^2 \text{ à Riao, après évaporation vaut}$$

$$\frac{12,2}{1} = 12,2.$$

Le α sans l'évaporation, qui est le α du paragraphe 5, vaudrait 0,0246 alors que l'on a trouvé 0,04.

La même correction apportée aux chiffres de 1957 ramènerait le α de 0,0294 à 0,0248, faisant disparaître l'anomalie signalée. Or sur la longueur de la Bénoué et de ses affluents à l'amont de Riao (longueur dépassant 1.000 km) une évaporation de 1,2 m³/s est nettement sous-évaluée.

Evidemment la correction en question ne modifie guère les valeurs de α pour les débits plus importants.

BIBLIOGRAPHIE

- (¹) W. WUNDT — Beziehungen zwischen den Mittelwerten von Niederschlag, Abfluss, Verdunstung und Lufttemperatur für die Landflächen der Erde. — *Deutsche Wasserwirtschaft* 1937. Heft 6.
- (²) L. TURC — Calcul du Bilan de l'Eau. Evaluation en fonction des précipitations et des températures. *Publication n° 38 de l'A.I.H.S. Assemblée de Rome 1954* — Tome III.
- (³) *Annuaire Hydrologie de la France d'Outre-Mer*. Office de la Recherche scientifique et Technique Outre-Mer — Paris.
- (⁴) E. DEVROEY — *Annuaire hydrologiques du Congo Belge et du Ruanda-Urundi* Bruxelles.
- (⁵) L.J. TISON — Evaporation et Ecoulement en Zone Tropicale. Influence de la perméabilité des sols. présenté au Symposium de la Fondation Munitalp. Nairobi — Décembre 1959.
- (⁶) P.W. WERNER and K.J. SUNDQUIST — On the Groundwater recession Curve for large Watersheds. *Publication n° 33. A.I.H.S. Bruxelles 1951*.

PRÉVISION A LONGUE ÉCHÉANCE DES DÉBITS D'ÉTIAGE PENDANT LES SAISONS SÈCHES EN HONGRIE

I. ZSUFFA

Institut de Recherches de Ressources Hydrauliques à Budapest

RESUME

Une partie des débits d'étiage provient des eaux qui se sont accumulées dans le sous-sol et qui proviennent des précipitations tombées en hiver. Dans les bassins où une grande partie des précipitations d'hiver peut être emmagasinée dans les couches perméables, les débits d'étiage des périodes sèches d'été peuvent être prévus en se basant sur les éléments du bilan hydrologique d'hiver. Notre prévision porte en première ligne sur la proportion de l'écoulement d'été qui provient des ressources d'eau souterraine (fig. 1). Le résultat de nos séries d'expériences, nos prévisions sont respectivement présentées par les fig. 2 et 4. La fig. 3 sert à estimer la grandeur des erreurs faites dans la prévision de l'écoulement d'été provenant de l'eau emmagasinée dans le sol.

La prévision de l'écoulement en provenance des eaux d'été emmagasinées dans le sol ne fournit pas des données immédiatement utilisables pour la pratique. Nous avons aussi essayé, par conséquent, de caractériser la répartition dans le temps, de l'écoulement venant de l'eau d'été emmagasinée dans le sol. Nous avons déterminé les coefficients de Fourier des hydrographes de l'écoulement provenant de l'eau emmagasinée dans le sol et avons cherché la possibilité de les prévoir (fig. 5). De cette façon, nous avons trouvé un moyen de prévoir l'hydrographe d'été qu'on peut attendre des eaux emmagasinées dans le sol, c'est-à-dire l'enveloppe inférieure de l'hydrographe d'été (fig. 5). Les résultats des figures 2, 4, 5 et 6 peuvent dans certains cas être donnés par un seul nomogramme (fig. 7).

Pour autant que nous avons pu voir, au cours d'un été, des débits s'écartant de l'enveloppe inférieure de l'hydrographe prévu peuvent être prévus à l'aide de corrections, mois à l'avance. La méthode que nous présentons a déjà été appliquée plusieurs fois avec succès et les résultats de nos prévisions se sont révélés satisfaisants.

SUMMARY

One part of the summer low water discharges is due to the part accumulated undersurface of the precipitation fallen in winter. In catchment areas, where a great part of the winter precipitation can be stored in the undersurface layers, the low water discharges of the dry summer periods can be forecasted from the elements of the winter waterhousehold.

Our forecasting concerns in the first line the proportion deriving of the undersurface water resources of the summer run-off (fig. 1). The result of our serial experiments, our forecasting aids are presented on fig. 4 respectively. Fig. 3 is constructed in order to estimate the magnitude of the errors occurring at the forecasting of the summer run-off deriving of the undersurface water resources.

The forecasting of run-off deriving of the undersurface summer water resources does not furnish immediately utilizable data from the point of view of practice. We tried also, therefore, to characterize the temporal distribution of run-off deriving of the undersurface summer water resources. We determined the Fourier coefficients of the run-off hydrographs deriving of the undersurface summer water resources and sought for possibility of their forecasting (fig. 5). So we found a way to forecast the summer hydrograph to be awaited of the discharges deriving of the undersurface water resources, that is to say, the lower envelope of the summer hydrograph (fig. 6).

The presented aid series (figs. 2, 4, 5, and 6) can in certain cases also be summed up in a single nomogram (fig. 7).

In so far as we observe, in the course of the summer, discharges deviating from the lower envelope of the forecasted hydrograph, for the rest of the summer our forecasting can with forecasting aids of one month time advantage be corrected (fig. 8).

Our presented method was already many times applied with success and the results of our forecasting proved satisfactory (fig. 9).

Pendant les sécheresses de longue durée lorsque l'écoulement superficiel a cessé et que l'eau restant dans le lit après les ondes de crue s'est aussi évacuée, les cours d'eau ne s'alimentent plus que des eaux emmagasinées dans les couches souterraines, des sources et de la nappe souterraine. Naturellement l'eau des sources et les réserves d'eau emmagasinées dans les couches souterraines sont en rapport avec les précipitations tombant sur la superficie : le débit d'étiage des cours d'eau naturels provient des précipitations tombées auparavant.

Si nous pouvions suivre depuis la surface du terrain jusqu'au lit de la rivière le chemin parcouru par les précipitations tombées n'importe quand en un point quelconque du bassin versant nous pourrions à n'importe quelle saison prévoir le niveau de l'étiage avec l'exactitude voulue.

Comme il est impossible de nos jours de suivre le parcours souterrain de l'eau et qu'en même temps la détermination des précipitations tombées sur un bassin versant de quelque importance est assez inexacte, nous devons renoncer de mettre entièrement à profit les possibilités de prévision offertes par la nature et nous résigner à voir entachés d'erreurs les résultats de nos études les plus soigneuses.

D'après les recherches relatives au bilan hydrologique il s'évapore et s'écoule généralement plus d'eau en Hongrie au printemps et en été qu'il n'en tombe sur les bassins versants. Durant les six mois d'été ce sont les précipitations mouillant la surface qui fournissent l'évaporation du territoire, l'excédent en question représente donc l'écoulement provenant de la réserve d'eau emmagasinée pendant le semestre d'hiver; et c'est précisément cet excédent d'écoulement — le débit d'étiage des saisons sèches — dont nous nous sommes occupés de la prévision.

Il y a donc une relation entre la réserve d'eau emmagasinée dans le sol et l'écoulement d'été provenant de la réserve souterraine [1,4]. Nous nous servons de cette relation pour prévoir l'étiage dans les périodes sèches de l'été.

Nous avons tracé la courbe des débits journaliers dans le profil examiné et c'est avec une ligne continue que nous avons relié les débits d'étiages bien définis par les sécheresses prolongées. C'est l'aire sous la ligne reliant les débits d'étiages qui caractérise les écoulements pendant la période considérée provenant de la réserve d'eau souterraine (fig. 1). Avec cette méthode nous avons calculé sur la base des données

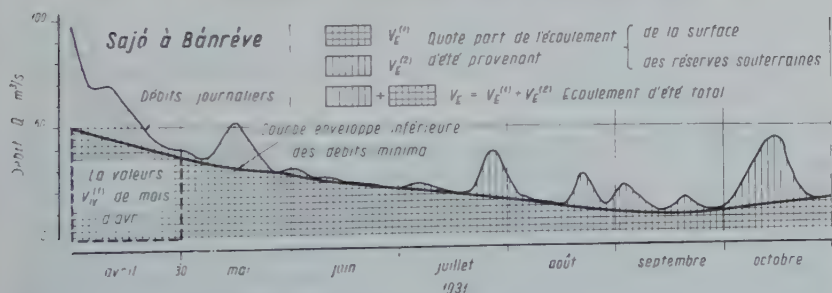


Fig. 1 — Répartition des débits dans une quote-part s'écoulant sur le terrain et dans une autre provenant des réserves d'eau souterraines; interprétation de l'écoulement de base.

de la station examinée s'étendant sur 20-30 ans, la somme des débits provenant chaque été de la réserve d'eau souterraine et avons cherché une relation entre l'écoulement d'été de la réserve d'eau souterraine — l'écoulement de base $V_E^{(1)}$ — et les éléments du bilan hydrologique de l'hiver.

Il n'y a pas de doute que le débit de base ainsi déterminé ne provient pas entièrement des précipitations de l'hiver parce que la quote-part infiltrée des précipitations

de l'été alimente aussi le cours d'eau et même les précipitations des différentes saisons de l'hiver influencent différemment celui-ci. Nous n'avons quand même pas réparti l'écoulement de base en plusieurs quotes-parts, parce que les recherches plus détaillée ne pourraient tout de même pas assurer — pour les causes mentionnées — beaucoup de succès, d'autre part parce que, indépendamment de son origine c'est le débit d'étiage a prévoir qui intéresse la pratique.

Nous avons cherché graphiquement la relation entre les données d'une série 20-30 ans relatives à l'écoulement de la réserve d'eau souterraine pendant l'été et celles du bilan hydrologique de l'hiver précédent. Nous ne communiquons pas l'étude comprenant plusieurs tentatives et essais [5], nous montrons seulement l'abaque de prévision que nous en avons déduit. D'après celle-ci, présentée dans la figure 2,

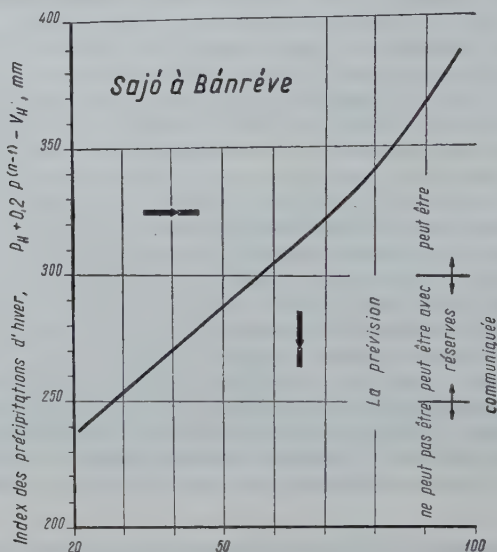


Fig. 2 — Relation employée pour la prévision de l'écoulement d'été provenant des réserves d'eau souterraines.

l'écoulement d'été de la réserve d'eau souterraine, peut être prévu en fonction d'un index calculé à la base du bilan hydrologique de l'hiver. Nous obtenons l'index des précipitations de l'hiver en augmentant la différence entre les précipitations et l'écoulement de l'hiver avec 20% des précipitations tombées dans l'année précédente hydrologique. Parmi les nombreux index composés de plusieurs facteurs, que nous avons essayés, c'est ce dernier qui a fourni la relation la plus serrée. (L'abaque présentée se rapporte au profil de Bánréve sur la Sajó, cours d'eau caractéristique de montagnes d'altitude moyenne dont le bassin versant est d'une superficie de 3200 km²).

L'index des précipitations de l'hiver peut être déduit de plusieurs façons des données hydrologiques de l'hiver (précipitation, écoulement, évaporation etc.) et des précipitations des années antérieures. Parmi les nombreux essais nous avons choisi le mieux approprié sur la base des écarts entre les courbes et les points ayant servi à leur construction. Les écarts constatés entre les données, que nous avons utilisées pour déterminer la courbe de la figure 2, nous ont fourni encore d'autres relations. Nous avons constaté que l'erreur dans la prévision est inversement proportionnelle à l'index de la précipitation, c'est-à-dire plus l'index de la précipitation d'hiver est grand, plus on peut établir avec exactitude les prévisions. D'après l'analyse plus

approfondie des écarts, l'erreur pouvant être commise, dépend de l'écoulement total de l'été, donc de la précipitation de l'été aussi. La relation entre les erreurs pouvant être commises dans la prévision, et les deux facteurs mentionnés ci-dessus est montrée dans la figure 3. En nous servant de cette figure nous pouvions désigner

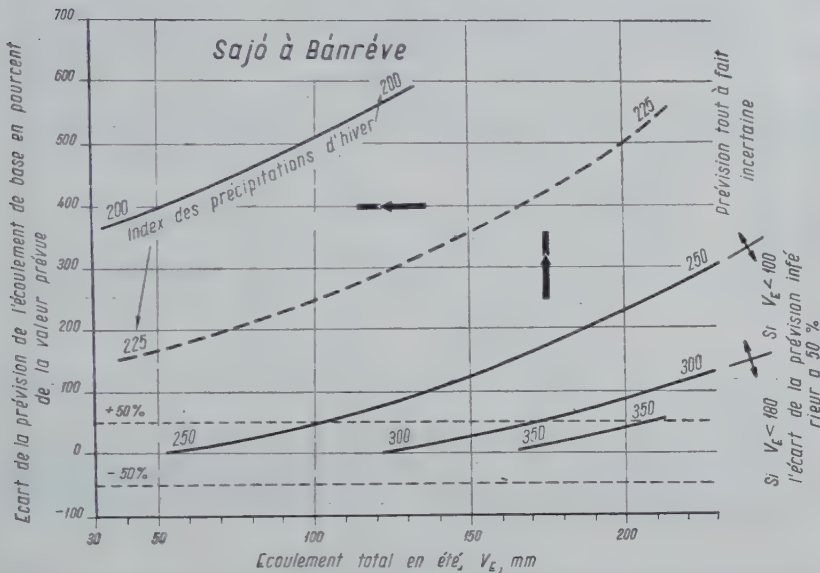


Fig. 3 — Les écarts de la relation de la figure 2 sont faciles à combiner avec l'index des précipitations de l'hiver et avec l'écoulement total de l'été.

les limites de l'index des précipitations d'hiver, entre lesquelles la prévision peut être donnée avec sûreté ou avec réserve respectivement les valeurs en-dessous desquelles il n'y a pas d'espoir pour une prévision d'une exactitude acceptable. Dans la figure 3 on peut lire les limites d'erreurs dont sont entachées les valeurs prévues, en fonction de l'index des précipitations d'hiver mêmes, ainsi que des écoulements totaux non encore connus lors de la publication des prévisions. La valeur de ceux-ci ne peut être prévue, elle dépend de façon décisive des précipitations de l'été, mais à l'aide de la figure plusieurs limites d'erreurs peuvent être communiquées : par exemple séparément pour temps moyen et pour temps extrême.

L'écoulement provenant de la réserve souterraine n'est naturellement pas indépendant de l'écoulement provenant de la réserve souterraine observé au printemps par exemple au mois de mars. D'après la figure 4 il y a une relation assez serrée entre les deux facteurs et introduisant une variable auxiliaire caractérisant l'allure des débits provenant de la réserve souterraine en mars, on pouvait même construire une famille de courbes à trois variables. L'emploi de la figure est limité parce qu'on devrait connaître la courbe d'écoulement de la saison après le mois de mars aussi pour déterminer le changement qui se produit dans la dernière décade de ce mois dans l'écoulement de la réserve souterraine. (Car nous déterminons la valeur de l'écoulement provenant des réserves souterraines en reliant les valeurs des creux des courbes, celles des étiages). Si nous attendons dans ce but, le décalage de la prévision diminue, d'autre part dans le cas contraire la valeur lue dans la figure devient moins sûre à cause de l'incertitude dans la détermination de la variable indépendante.

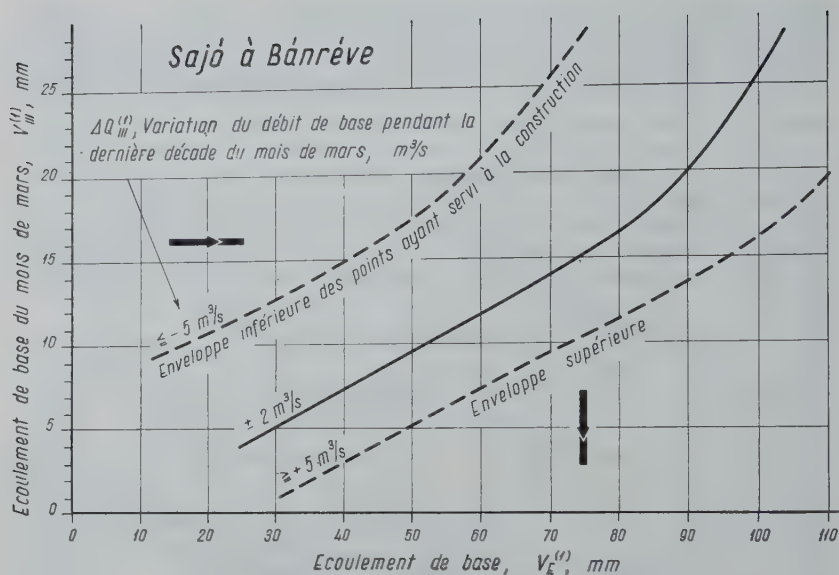


Fig. 4 — L'écoulement d'été provenant des réserves d'eau souterraines peut aussi se mettre en rapport avec la quote-part de l'écoulement du mois de mars provenant des réserves d'eau souterraines.

D'après nos études c'est l'emploi combiné des relations présentées dans les figures 2 et 4 qui est le plus pratique dans la prévision de l'écoulement d'été provenant de la réserve souterraine : c'est-à-dire nous déterminons la valeur d'été probable de chacune des abaques et la moyenne arithmétique pesée ou simple des deux valeurs donne la prévision la plus probable. Nous déterminons les rapports des poids d'une façon empirique par l'examen des écarts de la prévision.

Dans la pratique la prévision de l'écoulement d'été provenant de la réserve souterraine n'a pas d'utilité. C'est la répartition de l'écoulement de la réserve souterraine c'est-à-dire les débits minima à prévoir chaque jour de l'été qui intéressent ceux qui ont besoin de l'eau (irrigations, navigation).

Ayant déterminé l'écoulement provenant de la réserve souterraine en calculant la superficie sous la ligne reliant sur la courbe des débits les étiages observés, nous donnons, pour autant qu'il nous soit possible d'estimer l'allure, la répartition dans le temps probable de l'écoulement provenant de la réserve souterraine prévu, la prévision de l'enveloppe inférieure de la courbe d'écoulement, les débits d'étiage à n'importe quelle date.

Dans ce problème il ne s'agit non seulement de la prévision d'un seul nombre, mais de l'estimation de la courbe caractérisant la formation des débits.

La solution du problème a exigé une certaine abstraction mathématique. Pour prévoir cette courbe, nous devons la remplacer par quelque fonction pouvant s'exprimer par une formule et chercher des possibilités pour la prévision des paramètres — des nombres déterminés — caractérisant la fonction. On peut décomposer la solution du problème en deux étapes : la première comprend la caractérisation des courbes représentant les données d'observation, la détermination des paramètres des fonctions de remplacement cherchées, la seconde la recherche d'une méthode utilisable pour la prévision des paramètres. En langue mathématique il faut approcher la fonction

journée par des courbes à la base des éléments examinés $Q^{(1)} = Q^{(1)}(t)$ dans le domaine de $t_1 < t < t_2$ par une somme de fonctions $\sum_{k=1}^k a_k q_k^{(1)}$ et il faut prévoir les coefficients

de cette somme de fonctions à l'aide des données du bilan hydrologique de l'hiver par une relation $a_k = f(V_H, P_H, E_H \dots)$. Dans ces formules t est le temps, — t_1 le 1 avril, t_2 le 30 septembre — et $q_k^{(1)}$ un type de fonction quelconque choisi convenablement, puis V_H, P_H, E_H l'écoulement du semestre hydrologique et la précipitation respectivement la réserve d'eau accumulée à la fin de l'hiver etc.

D'après nos études détaillées *le plus pratique c'est de chercher la solution avec une série trigonométrique*. En approchant avec une série telle nous remplaçons la fonction exprimée par une courbe

$$Q^{(1)} = Q^{(1)}(t) \quad (1)$$

par la série de fonctions

$$a_0 + \sum_{k=1}^k l_k \cos kt + \sum_{k=1}^k b_k \sin kt \quad (2)$$

c'est-à-dire par une série Fourier et nous cherchons la relation entre les coefficients Fourier et les éléments du bilan hydrologique de l'hiver. L'on sait que les formules pour le calcul des coefficients Fourier

$$a_0 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\pi} Q^{(1)}(t) dt \quad (3a)$$

$$a_k = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} Q^{(1)}(t) \cos kt dt \quad (3b)$$

$$b_k = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} Q^{(1)}(t) \sin kt dt \quad (3c)$$

peuvent être appliquées après la transformation voulue pour déterminer les coefficients de fonctions exprimées par des courbes ou des tableaux (2,3).

Nous avons donc déterminé au cours de notre étude, séparément pour chaque année les neuf premiers coefficients Fourier ($a_0, a_1 \dots a_4, b_1 \dots b_4$) des courbes de l'écoulement d'été provenant des réserves souterraines et avons examiné leurs valeurs. Nous avons constaté, que les coefficients $a_1 \dots a_4, b_2 \dots b_4$ oscillent autour de valeurs bien déterminées, généralement petites, par rapport aux coefficients a_0 et b_1 . Nous nous sommes donc occupés d'abord de l'examen des valeurs a_0 et b_1 . *Il résulte de la formule (3a) que d'après la définition a_0 ne diffère de la valeur de l'écoulement d'été provenant de la réserve souterraine, dont nous nous sommes déjà occupés de la prévision, que par un coefficient, un multiplicateur constant*. Par des examens successifs nous avons cherché une possibilité pour la prévision de la valeur de b_1 aussi. *Ayant constaté qu'en connaissance de l'écoulement du mois de mars provenant des réserves souterraines la valeur de b_1 peut être prévue* (voir figure 5) nous avons trouvé un moyen pour estimer l'enveloppe inférieure prévisible des débits d'été.

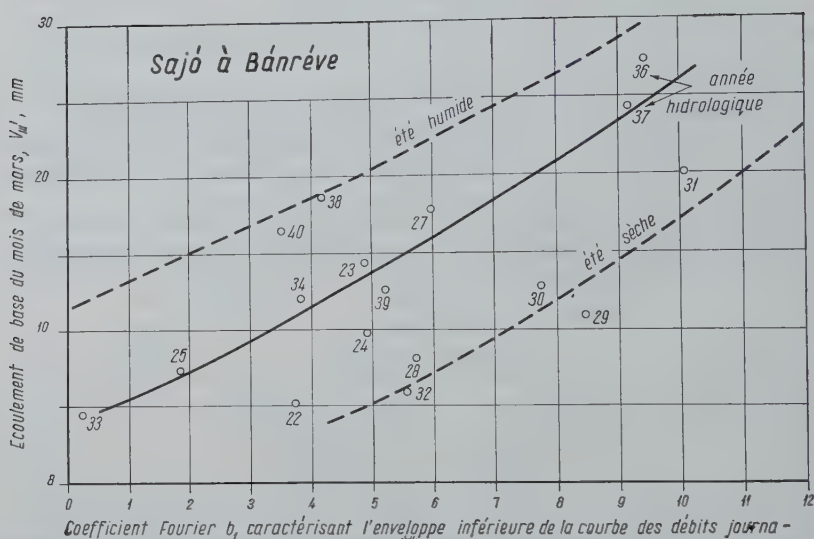


Fig. 5 — Le coefficient « b_1 » de Fourier caractérisant l'enveloppe inférieure de la courbe de l'écoulement d'été peut être prévu sur la base de l'écoulement des réserves d'eau souterraines en mars.

Pour faciliter le calcul nous avons déterminé avec les valeurs a_0 , b_1 afférentes aux valeurs des divers écoulements de base du mois de mars, et avec les valeurs moyennes $a_1 \dots a_4$, $b_2 \dots b_4$ les courbes représentant les séries Fourier qui correspondent avec elles. Nous avons caractérisé chacune des courbes avec le nombre-indice de l'écoulement d'été provenant des réserves souterraines (c'est-à-dire de la superficie en dessous d'elle (fig. 6).

Après ce qui précède la confection des prévisions se passe comme suit : on détermine la valeur probable de l'écoulement d'été provenant de la réserve souterraine avec les écarts présumés en se basant sur les figures 2, 3, 4 et, en nous aidant de ces valeurs nous choisissons dans la figure 6 l'enveloppe inférieure des débits d'été probables, respectivement les valeurs minima estimées pour le cas des écarts maxima également prévus.

Au cas des fleuves où l'on ne réussit pas, en examinant l'importance des erreurs pouvant être commises en dressant la prévision de l'écoulement d'été provenant des réserves souterraines, de trouver la relation présentée sur la figure 3, nous pouvons réunir dans un seule abaque, dans une figure coaxiale aussi, les relations utiles pour la prévision. Pour ce cas nous montrons un exemple dans la figure 7, où, connaissant l'écoulement au mois de mars provenant de la réserve souterraine et la réserve d'eau accumulée jusqu'au printemps (index Y_{III} de la précipitation d'hiver composé d'une façon différente de celle déjà mentionnée) nous pouvons choisir immédiatement l'enveloppe inférieure des débits d'été probables. Ces figures sont rapides et confortables à l'usage mais on ne peut pas déterminer les limites d'erreurs dont les prévisions établies avec elles sont entachées. La figure présentée se rapporte à la section de Tokaj sur la Tisza, la superficie du bassin versant y étant de 50,000 km² en chiffres ronds. Naturellement la prévision est bien moins exacte, sur un bassin versant aussi grand et complexe, c'est pourquoi nous n'avons pas trouvé une relation appropriée pour estimer l'erreur pouvant être commise.

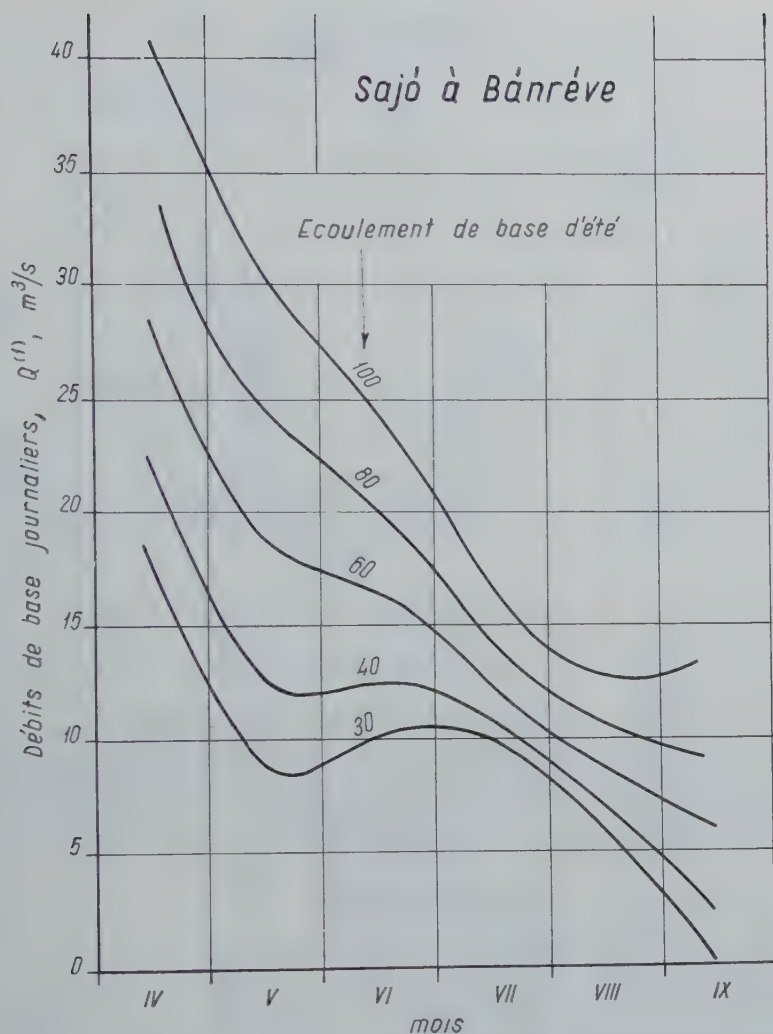


Fig. 6 — Relation utilisée pour la prévision de l'enveloppe inférieure de la courbe d'écoulement de l'été.

En dehors de la prévision de la valeur pour l'été entier de l'écoulement provenant des réserves souterraines nous nous sommes encore occupés de la prévision à brève échéance, soit à un mois, de l'écoulement des réserves souterraines à prévoir pour chaque mois. Nous avons construit les relations obtenues en nous servant de la relation entre les écoulements mensuels provenant des réserves souterraines (fig. 8). Comme dans la prévision pour l'été entier (voir les remarques au sujet de la figure 4) le décalage d'un mois n'est ici aussi qu'apparente : ou l'on doit diminuer le décalage ou bien l'incertitude dans la détermination des variables indépendantes compromettra la sûreté de la prévision.

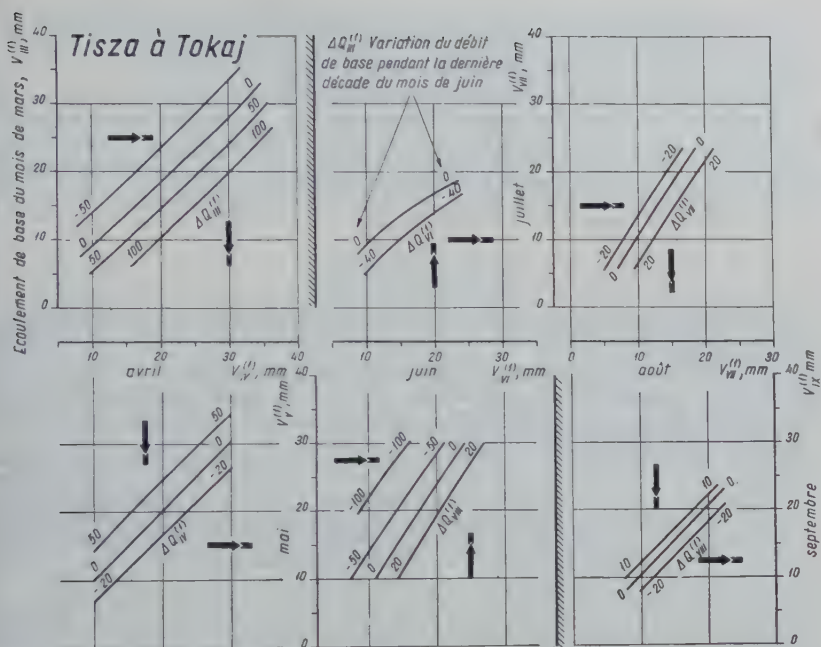


Fig. 8 — Relation au décalage d'un mois pour la détermination de l'écoulement mensuel provenant des réserve d'eau souterraines.

Pour compléter les prévisions à un mois nous avons construit, en vue d'éviter les incertitudes, de façon tout à fait identique des abaques au décalage de deux mois. Ces abaques au décalage d'un ou de deux mois peuvent être utilisées pour effectuer la correction entre temps éventuellement devenue nécessaire de la prévision donnée pour l'été entier : donc si l'on voit que la prévision pour l'été entier diffère de la réalité

Sajó à Bánréve

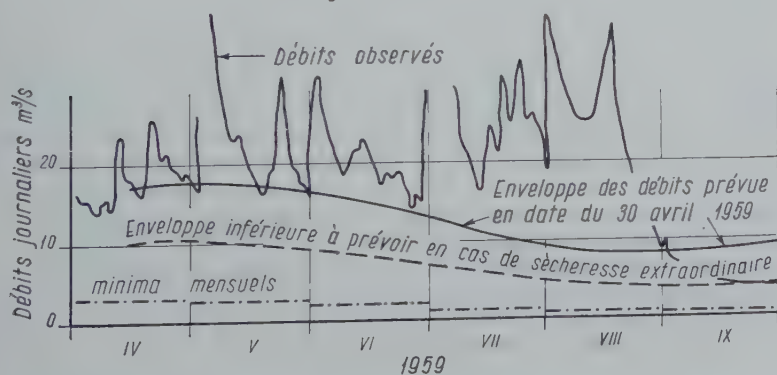


Fig. 9 — Enveloppe inférieure prévue de la courbe des débits présumés pour l'été 1959 sur la Sajó dans la section de Bánréve et les valeurs observées.

dans un mois quelconque à cause du temps extra-ordinaire survenu pendant l'été (sécheresse, précipitations plus fortes) on peut donner avec ces abaques en vue de corriger le pronostic une prévision nouvelle à courte échéance.

Nous avons préparé nos premiers abaques en 1957 et depuis lors nous avons donné deux fois des prévisions réussies. Les résultats des prévisions données au printemps de 1959 sont, comme en témoigne la figure 9, suffisants. Quant à l'écart plus grand observé en septembre, celui-ci était causé par la sécheresse extraordinaire prédominante dans toute l'Europe.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] K. DEBSKI : Les relations entre les précipitations, l'écoulement et la rétention dans le bassin de la Prypec. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Lisbonne 1933.
- [2] Ch. JORDAN. : Calculus of Finite Differences. Budapest 1939.
- [3] J. LARRIEU : Méthodes d'analyse de la structure fine des débits. L'utilisation de la statistique dans les problèmes d'hydrologie. Compte rendu des séances du 15 Mars 1956, Société Hydrotechnique de France.
- [4] LINSLEY-KOHLER-PAULHUS : Applied Hydrology. Mc. Graw-Hill, New-York, 1949.
- ⁵⁾ I. ZSUFFA : A Sajó és a Hernád nyári vizjárásának hosszúidejű előrejelzése. (Prévision à longue échéance du régime d'été de la Sajó et du Hernád). Compte-rendu de l'Institut de Recherches de Ressources Hydrauliques pendant l'année 1957. (En hongrois, résumé anglais, allemand). Budapest 1958.

I. ZSUFFA

CHANGES IN THE RIVER RUN-OFF IN ARID REGIONS UNDER THE INFLUENCE OF AGRICULTURE

M.I. LYOVITCH

Doctor of Geographical Sciences,
Professor Geographical Institute of the USSR Academy of Sciences
U S S R

On our globe the number of territories unaffected by the activity of Man constantly diminishes. That is why in studying the genesis of natural phenomena and the hydrological regime, in particular, it is impossible to analyze the natural causes only. In a number of cases, it is absolutely indispensable to consider also the economic factor.

When dynamics of a river run-off for many years are considered, distinction should be made between fluctuations determined by climatic variations and the changes which are due to the activity of Man. An important role in these changes belongs to agriculture, owing to its territorial expansion, the development of its methods and growth of productivity. In arid regions with a developed agriculture the relative scope of changes is especially important.

Productive agriculture demands a greater expenditure of soil moisture than agriculture with a low productivity. For this reason a number of agrotechnical methods in areas of insufficient humidity is directed towards an accumulation of water in the soil by a retention of the surficial run-off.

To effect a volumetric appraisal of the changes in a river run-off, determined by agriculture and various forest-hydromeliorations, it is customary to use two methods. The first consists of an analysis of many years' observations and a comparison of run-off amounts for separate periods during which the scope and methods of agriculture were changing. The range of climatic variations often exceeds the scale of changes, which means that the establishment of changes demands an elimination of fluctuations. The other method is based upon experimental researches on the influence exerted by different methods of agriculture on the water cycle and run-off. Both methods are mutually supplementing each other.

For instance, experiments have established that a spring run-off from fields subjected to autumn ploughing is below that from a stubble covered field: in regions of a dry steppe 4-5 times, in steppe regions — 2-3 times, in forest-steppe regions — up to 2 times. The effect of this factor upon the river run-off becomes obvious if consideration is given to the fact that up to the thirtieths there has been virtually no autumn ploughing in steppe and forest-steppe regions of the Soviet Union, while at the present time it is widely applied. As result, the infiltration capacity of the soil during the spring melting of snow increased over nearly half the entire area of river basins and the surficial run-off diminished.

Another example can be a change in the water cycle and run-off under the influence of newly ploughed virgin lands in Northern Kazakhstan and Western Siberia over an area of 35 mln ha. Substantial changes in the river run-off are taking place in the basin of the river Hwang Ho as a result of a vast complex of agro-forest-hydromelioration projects effected in the Chinese People's Republic. Data is available regarding considerable changes in the run-off of rivers in Central and Eastern Europe and the United States.

The problem of changes in the river run-off under the influence of man activity has not been properly studied yet. Owing to the necessity of taking into consideration

the changes in a run-off when planning the utilization of the water resources, this problem acquired during the last few years the attention of hydrologists in a number of countries.

It would be advisable to organize an exchange of opinions on this problem through the International Geodetic and Geophysical Union.

EFFECT OF ALTERING FOREST VEGETATION ON LOW FLOWS OF SMALL STREAMS

E. A. JOHNSON ⁽¹⁾ and H. G. MEGINNIS ⁽²⁾

SUMMARY

The water demands of forest vegetation can make heavy draft on ground water supplies, the source of most streamflow during dry seasons; but the effects on low flow have seldom been demonstrated experimentally. In North Carolina, cutting a mountain hardwood forest and its woody understory increased the low flows of streams appreciably. Conversely, there was an evident decrease in low flows after pines were planted on a small Ohio watershed. Data from controlled experiments were re-analyzed to assess the low-flow responses to treatment including: (1) flow depletion rates during rainless periods, (2) the October-November flows, (3) consecutive-day minimum flows, (4) instantaneous low flows, and (5) flow frequencies. The streamflow increases declined with time as forest cover grew back on treated units.

RÉSUMÉ

Les besoins d'eau de la végétation forestière peuvent imposer une demande aquatique considérable à la nappe superficielle, source principale des cours d'eau à l'époque des sécheresses; mais, cette influence, sur le débit d'étiage, ne semble pas avoir été démontrée expérimentalement. Le déboisement d'une forêt de bois durs, de montagne, ainsi que de ses sous-bois, en Caroline du Nord, a permis d'observer un accroissement appréciable du débit d'étiage. D'autre part on a constaté une diminution du débit d'étiage après avoir planté des pins dans un bassin hydrographique de petite étendue en Ohio. Certaines données d'expériences contrôlées ont été réexaminées pour déterminer l'influence du déboisement sur le débit d'étiage. Ainsi, on a pu déterminer: (1) le taux de décroissement du débit pendant les sécheresses, (2) le débit pendant la période octobre-novembre, (3) les débits minima sur jours consécutifs, (4) les débits instantanés pendant l'étiage, et (5) les fréquences de variation de débit. Les accroissements de débit des cours d'eau ont diminué en fonction de l'accroissement de la forêt sur les terrains étudiés.

ABSTRAKT

Es ist allgemein bekannt, dass die Wasseransprüche der Vegetationsdecke in Waldgebieten den Grundwasserhaushalt, aus dem die meisten Bäche gespeist werden, stark beeinflussen können. Die genauen Auswirkungen dieser Wasseransprüche sind aber bis jetzt nur selten durch Versuche festgestellt worden.

Berichte aus dem Staate Nord-Carolina (USA) zeigen jetzt an, dass das Abholzen eines Laubwaldes samt Unterholz im Berggelaende den Fluss der Bäche dort stark erhoeht hat. Umgekehrt wurde im Staate Ohio (USA) festgestellt, dass das Aufforsten eines kleinen Wasserscheidegebietes mit Fichten den Fluss der Bäche merklich reduzierte.

Messungen von genau kontrollierten Versuchen wurden erneut ausgewertet um die Auswirkungen von wechselnder Vegetationsdecke auf den Wasserfluss der Bäche festzustellen in Hinsicht auf: (1) Erschoepfung des Wasserflusses waehrend regenloser Perioden, (2) Wasserflussmengen im Oktober-November, (3) minimum Flussmengen an aufeinanderfolgenden Tagen, (4) sofortige Reduzierung der Flussmenge, und (5) Haeufigkeit von Ausflüssen.

Die erhoehten Wasserflussmengen verringerten sich nach einiger Zeit, sowie die Vegetationsdecke in den Versuchsgebieten wieder heranwuchs.

⁽¹⁾ Central States Forest Experiment Station, Forest Service, U.S. Dept. of Agriculture, Columbus, Ohio.

⁽²⁾ Southeastern Forest Experiment Station, Forest Service, U.S. Dept. of Agriculture, Asheville, North Carolina.

Although it is commonly thought that deforestation makes streams dry up and that low flows can be increased by reestablishing forest cover, there is little, if any, experimental evidence to support such views. Indeed, forest cover by transpiring large quantities of water can deplete groundwater — the chief source of streamflow during dry seasons. One effect is to reduce low-stage discharges by directly extracting groundwater in transit to streams. Another is to delay groundwater recharge during an ensuing wet period by making heavy seasonal withdrawals of the capillary soil moisture held within the root zone. However, in specific situations this may or may not operate to produce low flows since many complex, interrelated, and perhaps offsetting watershed processes affect water yields (Colman, 1953).

How changes in forest vegetation affect transpiration and hence streamflow is a matter of increasing interest in the field of watershed management. Various researchers are studying the problem but most of the work so far shows only the effects of manipulating forest vegetation upon annual and seasonal streamflow.

As a first step toward finding out how forest vegetation affects dry-period streamflows specifically, data from several controlled forest watershed experiments of this more general nature (Hoover, 1944; Johnson and Kovner, 1956; Kovner, 1956; Meginnis, 1959; Hill, 1959) were re-examined. The purpose was to obtain more precise estimates of (1) the increases in low flows during dry periods following reduction in hardwood forest cover in North Carolina and (2) decreases in low flow following development of a young pine plantation in Ohio.

1. THE WATERSHED STUDIES

The two study locations are in the humid eastern United States but differ greatly as to soils, climate, prior land use, and other characteristics affecting hydrologic performance.

1.1. North Carolina Watershed Studies

The Coweeta Hydrologic Laboratory is a 2,300 hectare group of watersheds where the U.S. Forest Service has been carrying on research since 1934 to develop principles of managing forest land for water production and control. This laboratory is in a 2,000 mm. rainfall belt in the southern Appalachian Mountains, about 125 kilometers south of Asheville, North Carolina. It encompasses more than 40 small watersheds with permanent streamflow (Hursh, 1951). Soils, chiefly weathered schists and gneisses, are relatively deep and porous and overlay tight bedrock. A dense, second-growth, mixed-hardwood forest with a rich flora of understory plants is dominant. Scattered pines occur on the drier ridges. There has been no logging or other disturbance since about 1923.

Three regional forest types occur on the Coweeta watersheds. Predominant species in the *Quercus-Carya* type are *Quercus montana*, *Quercus borealis* and *Carya spp.*; those in the cove hardwood type are *Liriodendron tulipifera*, *Quercus borealis*, *Tsuga caroliniana*, and those in the pine-hardwood type are *Pinus rigida* and *Quercus spp.* The understory is composed of *Quercus-Carya* saplings with abundant growth of species of *Rhododendron sp.*, *Kalmia sp.*, *Oxydendrum sp.* and *Cornus spp.*

Streamflow records from three watersheds at Coweeta show conclusively that under certain climatic and physiographic conditions annual and seasonal water yields can be increased by cutting hardwood forest cover, without significantly increasing stormflow peaks :

1. In 1941 after 5 years of calibration, a 13-hectare, northfacing watershed (N^o 17) had all forest vegetation and shrub undergrowth cut down with minimum disturbance to soil. No wood products were removed but tops and limbs were trimmed so that

they and the stems would lie close to the ground. Regrowth was cut back in 1942 and annually from 1946 through 1956.

2. Watershed 13, a nearby 16-hectare, east-facing unit was similarly clearcut in 1940 after 3 years of calibration; and a young coppice forest was allowed to grow back. As on the other watershed, woody basal area averaged 26 square meters per hectare. Lopping and leaving cut material where it fell kept soil disturbance to a minimum. By the 12th year after cutting, trees in this even-aged stand, mostly in the 15 cm. diameter class, had grown back to a basal area of 12 square meters per hectare.

3. Treatment of a 28-hectare, steep-gradient, north-facing tract (Watershed 19) consisted of cutting in 1949 only the dense understory of *Kalmia latifolia* L. and *Rhododendron maximum* L. Combined basal area amounted to about 20 percent of the 26 square meters per hectare of woody material on the watershed. This waxy, evergreen cover prevails under much of the *Quercus-Carya* forest of the humid southeastern United States. Eleven hectares supported a relatively pure stand of *Rhododendron* sp., 85 to 100 years old, 3 to 6 meters tall, and with stems up to 23 cm. in diameter. Cutting the stems as close to the ground as possible with hand tools did not kill the plants and they were permitted to sprout, reestablishing an understory.

1.2. The Ohio Study

Watershed research has been underway since the 1930's at the U.S. Department of Agriculture Soil and Water Conservation Station of the Agricultural Research Service situated at Coshocton, Ohio, about 110 kilometers northeast of Columbus, Ohio. Here the stream regimen of an 18-hectare watershed has changed drastically since the area was reforested (Harrold, 1956). So the results of an intensive study of runoff characteristics of this forested watershed (Hill, 1959) were re-examined to obtain a more precise estimate of reduction in low flow caused by increases in forest cover (*).

Although precipitation on this watershed averages 1000 mm. per year (Hill, 1959), twice in 15 years the August rainfall totalled less than 25 mm. Soils are derived entirely from residual shale and sandstone and have moderate internal drainage (Dreibelbis and Post, 1940).

Treatment on this watershed consisted of establishing a pine plantation on a badly eroding hillside farm. For several years before gaging streamflow, 12 hectares of the watershed were open land and the balance was in an uneven-aged stand of *Quercus* spp. The open land was planted in 1938 with *Pinus strobus* L., *P. resinosa* Ait, and *P. rigida* Mill, and at the end of the 19th year trees were 10 to 14 meters tall and averaged 15 cm. in diameter. Basal area was 17 square meters per hectare. The mixed hardwood stand had 28 square meters per hectare. Since streamflow recording did not begin until the open land was planted to trees, there was no formal pretreatment calibration of the watershed. However, tree seedlings are deemed to have little effect on streamflow for the first few years, hence differences in flow characteristics between the periods when the seedlings were 1 to 6 years old and those when trees were 13 to 17 years are ascribed to treatment.

2. COMPARATIVE CHANGES

Low flows before and after treatment were compared for these four experimental watersheds. Five streamflow attributes were considered :

(*) Authors wish to express their indebtedness to the Soil and Water Conservation Research Branch, Agriculture Research Service, for the use of Coshocton data.

1. Rate of streamflow reduction during dry periods.
2. Flows during October and November.
3. 1-to-30-consecutive-day minimum flows.
4. Instantaneous low flows.
5. Flow frequency.

2.1. Dry-period streamflow reduction

Different kinds and amounts of plant cover use different amounts of water. This is reflected in streamflow and is especially noticeable during late summer and fall low-flow periods. At this time there is a direct relationship between groundwater depletion and streamflow.

The "mean,, or "normal,, depletion curve is a measure of how groundwater flow gradually decreases over a long dry period. Size and permeability of the groundwater reservoir are represented by the rate at which the groundwater is diminishing. If the rate is rapid, it suggests that the unconfined groundwater bearing area is small and that the aquifer is of low permeability. A gradual decrease at low flow usually means a large and more permeable aquifer. The area between depletion curves for the pretreatment and treatment periods offers another estimate of effect of changes in forest cover upon groundwater contributions to streamflow.

At Coweeta and Coshocton where precipitation is distributed throughout the year, rarely is there a rainless period of sufficient duration to permit continuous development of a composite depletion curve. To overcome this, sections of mean daily streamflow that represent rainless periods were pieced together for a composite curve covering a range of low-flow rates. Methods described by Johnston and Cross (1949), and Johnson and Dils (1956) were used.

Planting pine on the nonforested area of the 18-hectare watershed in Ohio produced striking changes in the low-flow depletion curve (fig. 1a). During each

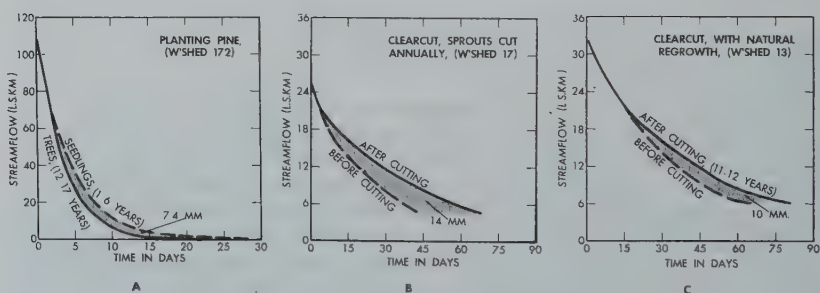


Fig. 1 — Rate of streamflow reduction during rainless periods.

of the first 6 years after planting the pine it took 30 days for growing season streamflow to decrease from 110 to 0.10 l.s.km. (*). During the next 6 years it averaged 26 days, and during the third 6 years it took 23 days to deplete to the same level. It is clear then that converting the watershed to forest reduced the time it took for groundwater to reach the same rate of flow. During one depletion cycle from 110 to 0.10 l.s.km., in the third 6-year period after planting, runoff was 7.4. mm. less than when the area was predominately a badly eroding old field.

(*) l.s.km. = liters per second per square kilometer.

On the clearcut Coweeta watershed where all regrowth had been cut back annually for many years late summer groundwater depletion rate decreased (fig. 1b). Before treatment it took 38 days to deplete from 20 to 4.7 l.s.km. After removal of dense forest vegetation it took 63 days, again a tremendous difference in time. The saving in dry period water available for streamflow was 14 mm.

Creating a coppice forest also changed the late summer groundwater depletion rate (fig. 1c). As with the other clearcut watershed, the depletion curve (before and after treatment) separated at about 20 l.s.km. Before treatment streamflow decreased from 20 to 6 l.s.km. in 65 days, but after treatment it required 82 days to decline to the same rate of flow. During this one cycle the increase in volume of flow was 10 mm.

Where a dense *Kalmia* sp. and *Rhododendron* sp. understory was cut in an old-growth hardwood stand changes were smaller when compared with cutting a hardwood overstory. The after-treatment depletion curve diverged from the before-treatment curve at about 14 l.s.km. — lower than for the watersheds where the overstory was cut. Before treatment it took only 12 days to diminish from 14 to 9 l.s.km.; whereas after treatment it took 27. Although the volume increase was small (3 mm.) it occurred during critical low flow periods.

2.2. Effect of Treatment upon October-November Flows

In the northern hemisphere streamflow fluctuates throughout the year and is lowest in late fall, just before the soil-moisture recharge period begins. But the demand for water may remain rather constant, especially in municipal and industrial areas, so the effect of changing the vegetative cover on October-November streamflow may be of great practical importance.

Because soil moisture is at a minimum during this period, most of the precipitation percolates into the soil. Little runs off the surface, so nearly all the streamflow is from groundwater.

Manipulating forest vegetation noticeably affected the combined October-November streamflow. Estimates of altered flow due to treatment were made by calibrating test-unit performance against that of a control watershed (fig. 2). Clearcutting and recutting of all annual regrowth caused a sustained 49 mm. (92 percent) increase in

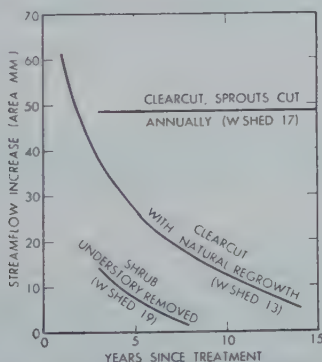


Fig. 2 — Comparative streamflow increase from cutting forest vegetation during October and November.

the 13-year average, October-November streamflow. Creation of a coppice forest caused a great initial increase in streamflow but this increase diminished with time and was negligible 15 years after cutting. Cutting the understory vegetation caused

much smaller increases, which were negligible after the 6th to 8th year. Establishment of a pine plantation evidently decreased the combined October-November streamflow from 25 mm. when the planting was 0 to 5 years old to 0.8 mm. when 13 to 17 years old.

2.3. Low Flow for Consecutive Days

Long dry periods are uncommon in the humid eastern United States. However, a 30-day rainless period may occur occasionally — e.g. Coweeta, 1952. Such dry periods can be of extreme importance in areas where no artificial storage of surface water is possible. An analysis of the effect of forest cutting upon consecutive-day low flow was made for the three Coweeta watersheds using as a measure of increase the change in relationship between treated and control watersheds after treatment.

On the clearcut and repeatedly recut watershed, the cumulative increase in streamflow after treatment was substantial (fig. 3). The increase was only 3.8 mm. on an

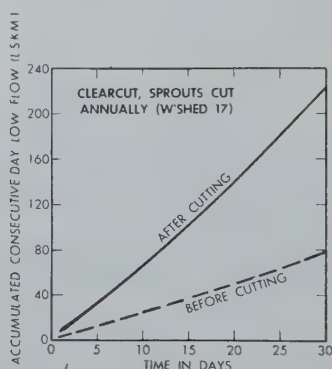


Fig. 3 — Effect of forest cutting upon consecutive-day low flow.

area basis during the day of minimum flow. When accumulated for the 30-day period of lowest flow, the difference totalled 13 area mm.

On the coppice forest watershed, increase due to cutting was negligible (only 0.04 mm.) for the day of minimum flow in the 12th year after cutting. Accumulated 30 day low flow gains were 1.2 area mm.

No measurable increase in the 1 to 30 consecutive days of flow occurred on the watershed when the understory was removed and then allowed to grow back.

This type of analysis was not tried on the Coshocton watershed because its stream is intermittent.

2.4. Instantaneous Low Flows

It was not known how sensitive minimum flows were to changes in the forest cover when streamflow is lowest and water shortages most acute. Analytical methods for determining changes in yields of water from small watersheds have been presented by Kovner and Evans (1954). In principle the use of a controlled watershed should be applicable to any measurable attribute of streamflow. In this analysis annual instantaneous low flows were used for establishing low-flow relationships for a period of years from each watershed to be treated and a nearby control watershed. Analysis of Coweeta data from drainages where the cover was reduced indicates small unit watersheds can be paired satisfactorily to assess changes in annual minimum flows.

The largest sustained increases in minimum annual low flow were obtained where all tree and woody vegetation was cut as well as subsequent regrowth (fig. 4). A lush

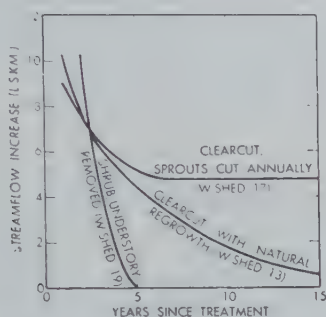


Fig. 4 — Comparative annual minimum low flow increases from cutting forest vegetation.

growth of sprouts and invading herbaceous plants, low briars, and vines sprang up the first year and grew back after cutting. This cover gave a consistent increase in instantaneous low flows averaging 4.8 l.s.km. for the last 8 years.

Annual minimum low flow increases declined as a clearcut forest watershed was allowed to grow back through sprouting and natural regrowth. The increase in minimum flow was large the first year after cutting (10 l.s.km.) but this yield diminished rapidly the first 2 years and declined more gradually thereafter (fig. 4).

Where the woody understory was cut from an old hardwood stand, gains in instantaneous low flows persisted for 5 years. Regrowth from the cut stumps caused the gains to decline about 2.2 l.s.km. per year.

These experiments give some idea of the amount and duration of gains in instantaneous annual low flows by cutting mountain hardwood forests. Small but important gains continue at lowest rates of flow, but decrease as vegetation returns. However, even a small increase in streamflow during this critical dry period can be important : For example, an increase of 1.0 l.s.km. per day is equivalent to 86,400 liters.

2.5. Flow Frequency

By plotting mean daily streamflows in descending order of magnitude for a given period of time, a graphic expression of flow characteristics of stream from flood to drought stage can be produced. Clues as to natural storage within the watershed and variability in flow of the stream are given by the rate at which streamflows are changing. A rapid rate of change means greater variability in daily discharge and conversely a gradual change means less variation. Periods with little change at low flow usually mean a stream fed from sufficient natural groundwater storage to maintain a high base flow during droughty periods.

When drastic reductions in vegetation were made the general level of streamflow was raised, with the most noticeable increase occurring in the drier periods (fig. 5). At Coweeta changes in daily flows above 50 l.s.km. are not significant. When all vegetation was cut annually, the general level of streamflow was raised (fig. 5a). The median value was increased 8 l.s.km. (one standard deviation at the 84-percent level = 5 l.s.km.). Frequency distribution curves for the control watersheds are essentially the same before and after cutting, indicating that changes on the treated watersheds are due primarily to treatment and not to climate.

Notable increases in lower range of flows changed as a clearcut forest vegetation was allowed to grow back to forest through sprouting and natural regrowth (fig. 5b). The frequency curve 1-7 years after clearcutting had an average increase of 6 l.s.km. and at one standard deviation (the 84-percent ordinate) 7 l.s.km. The curve 8-14 years after cutting indicated practically no change in the higher flows, but in the range of droughty flows groundwater base flows have lessened. Analysis of mean daily discharge on an annual basis would show how the lower range of flows is progressively influenced by regrowth of forest vegetation.

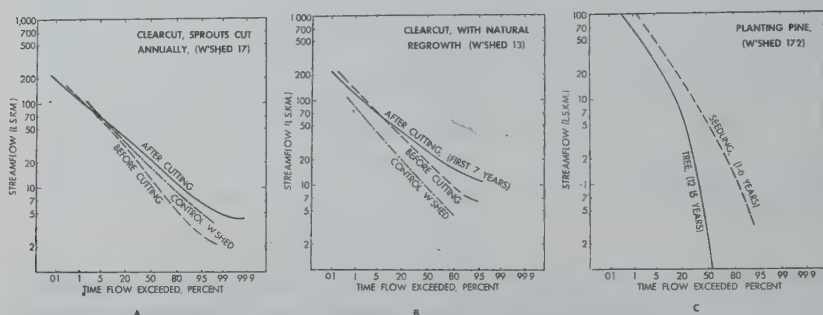


Fig. 5 — Change in flow frequency of streams after manipulating forest vegetation

Planting an old field to pine in Ohio created changes in the shape and slope of frequency curves (fig. 5c). Under old field conditions (seedlings 1-6 years) flows exceeded 0.1 l.s.km. 95 percent of the time. When the plantation was 12-15 years old the flow exceeded 0.1 l.s.km. only 55 percent of the time. The median value decreased from 5.0 to 0.2 l.s.km. A steepening in the slope at the lower end of the curve indicates less contribution of groundwater to streamflow during rainless periods.

For small headwater drainages similar to those in Ohio and North Carolina these studies illustrate that in lower ranges of flow when water shortages are most likely to occur streamflow can be materially increased or decreased by making substantial changes in forest cover.

3. APPLICATION IN FOREST MANAGEMENT

Results from these small watershed experiments offer clues rather than definitive answers but nevertheless have some important implications in watershed management. Since treatment response probably will vary from place to place with different combinations of cover, soils, rainfall, and physiography, no generalizations are possible as to specific application to other small headwater forest areas in humid climates. However, the findings reported herein suggest that there are practical ways to influence low stream discharge through forestry practices at least in those situations where land management objectives permit a rather radical manipulation of watershed cover.

When the primary aim of management is to increase water yields, especially the critical low flows, clear cutting of all woody vegetation followed by frequent cutting of the regrowth doubtless will produce the greatest sustained gains. Often, however, this may not be in harmony with other key forestry objectives such as growing timber products, preserving aesthetic qualities of forest land, or maintaining forest soils in best condition for water intake and storage. At Coweeta, all gains in water yield came as well regulated base flows without measurable increases in storm

flow or erosion loss; but similar results might not be obtained in other situations of drier climate, shallow or less pervious soils, or cover of differing water demands.

Where timber species adaptations and management aims permit, even-aged, short-rotation forestry employing clear-cutting methods is most likely to produce large increases in streamflow and maintain them the longest. Forest managers evidently cannot expect treatment effect from a single cutting to last for many years as shown by the rapid decline in water yield with aggressive regrowth of forest vegetation. This suggests provision must be made for continuing, intensive management of forests to maintain as low a stand density as possible, consistent with other management purposes. Where large areas of forest are clearcut at long intervals, cyclic fluctuations in low flow increases can be expected during dry periods.

Planting pines on open portions of the Coshocton watershed evidently reduced the stream discharge at low stages. This affords some of the first experimental evidence that a developing young forest may make enough increased demand on water supplies to reduce streamflow during dry periods. However, other reported findings have indicated little if any measurable change in total water yield some 15 and 19 years after two actively eroding watersheds were completely reforested (Tennessee Valley Authority, 1951, 1955). Whatever the water demands of forest cover, tree planting serves important watershed management aims by reducing stormflow and soil loss and keeping forest soils in good hydrologic condition. What this suggests, among other things, is need for knowledge of the relative water demands of tree species and cover types to enable sound management decisions affecting reforestation-water development programs.

A basic requirement of any system of forest management is that it keeps soils productive and in place and in condition for rapid water intake thereby minimizing overland, stormflow damage and providing for maximum storage of groundwater. Thus any practices or watershed treatments that reduce litter and humus or compact forest soils will have little place in forest management.

4. SOME INDICATED RESEARCH NEEDS

These watershed experiments show an effect by forest vegetation on low flows during rainless periods, but they throw little light on *why* these changes occurred. This requires more detailed studies of cover-soil-climate relations and processes affecting water behavior.

The findings reported herein point up some specific areas of needed research. To predict water-yield responses reliably, new basic knowledge is needed of the water disposal processes of small watersheds and how man can beneficially influence them. This means much research focusing on evapotranspiration — the major component of water loss — and of those factors affecting it that can be modified by watershed treatment.

Special needs include research on relative water demands of plant species and cover types, seasonally and at different stages of development. Equally important are studies of the plant itself as a major determinant in water loss, particularly of the physiological mechanisms regulating its internal water balance and the transmission of water to the atmosphere.

Research efforts are also needed in cover-slope-aspect relationships affecting solar radiation and other influential meteorological factors. For example, at Coweeta there are strong indications that south-facing watersheds, receiving about the same rainfall as nearby north-facing units, may yield much less water annually and hence during dry periods.

Corollary needs include more knowledge of the laws and forces governing storage and movement of subsoil water to help explain how the perennial streams of small

headwater drainages with thin soils are maintained through drought periods. This suggests need for basic studies in forest hydrology and soil physics and for critical reexamination of the theories which underlie our conceptions of these processes.

Much remains undone in helping people use the water resources of the world more wisely, and developing them intelligently and to their full potential. Manipulating watershed cover and related land treatments should have a place in this. But as yet there are few definitive solutions; and guide posts for producing water of the desired quality and quantity at the time it is needed must be developed through much basic and applied research.

REFERENCES

- COLMAN, E.A. Vegetation and Watershed Management. *The Ronald Press Co.*, New York. 1953.
- DRFIBELBIS, F.R. and POST F.A. Studies of soil moisture relationships at the Northern Appalachian Experimental Watershed. *Proceedings Soil Sc. Soc. of Am.* 5 : 377-385. 1940.
- HARROLD, L.L. Studies in soil and water conservation. Ohio Agric. Exp. Sta. and Agric. Res. Serv., U.S.D.A. 28 pp., illus. 1956.
- HILL, L.W. Precipitation and runoff relationships on a reforested watershed in Ohio. Master's thesis, School of Natural Resources, Univ. of Michigan, Ann Arbor. 1959.
- HOOVER, M.D. Effect of removal of forest vegetation upon water yields. *Trans. Am. Geophys. Union, Part 6* : 969-975. 1944.
- HURSH, C.R. Research in forest streamflow relations. *Unasylya* 5 (1) : 2-9. 1951.
- JOHNSON, E.A. and DILS R.E. Outline for compiling precipitation, runoff, and ground water data from small drainage areas. U.S. Forest Service, Southeastern Forest Exp. Sta. Paper 68, 40 pp. illus. 1956.
- JOHNSON, E.A. and KOVNER J.L. Effect on streamflow of cutting a forest understory. *Forest Sci.* 2(2) : 82-91. June 1956.
- JOHNSTON, D. and CROSS W.P. Elements of applied hydrology. The Ronald Press Co., New York. 275 pp. 1949.
- KOVNER, J.L. Evapotranspiration and water yields following forest cutting and natural regrowth. *Proc. Soc. Am. Foresters*, pp. 106-110. 1956.
- KOVNER, J.L. and EVANS T.C. A method for determining the minimum duration of watershed experiments. *Trans. Amer. Geophys. Union.* 35 : 608-612. 1954.
- MEGINNIS, H.G. Increasing water yields by cutting forest vegetation. *Proceedings Int. Assn. of Sci. Hydro. Vol. I, Water and Woodlands, Sept. 1959*, pp. 59-68. Gentbrugge, Belgium 1959.
- TENNESSEE VALLEY AUTHORITY. Effect of 15 years of forest cover improvement upon hydrologic characteristics of White Hollow Watershed. Report 0-5163, 74 pp. 1951.
- TENNESSEE VALLEY AUTHORITY. Influence of reforestation and erosion control upon the wrong type face Pine Tree Branch Watershed 1941 to 1950. Tech. Mon. 86, 95 pp. 1955.

LOW FLOW DISCHARGES AND PLANT COVER RELATIONS ON TWO MOUNTAIN WATERSHEDS IN UTAH

REED W. BAILEY and OTIS L. COPELAND Jr. ⁽¹⁾

SUMMARY

Twenty-two years of streamflow records provide a basis for comparing the behavior of low flow discharges from two adjacent mountain watersheds of contrasting use history in northern Utah. One, the Centerville watershed, has no history of watershed plant cover depletion or floods. The adjacent Parrish watershed produced damaging mud-rock floods in 1930 following destruction of vegetation on the head-water lands. Vegetation was restored on the depleted and eroded areas by contour trenching and reseeded prior to the start of streamflow records.

The annual regime of discharge from both watersheds is characterized by a rapid rise shortly after the beginning of snowmelt late in March, a brief period of maximum discharge in May, a rapid recession of flow in June, and a more gradual recession of flow through the summer, fall, and winter months. From the Parrish watershed, 73 percent of the annual discharge occurred in the April-June high flow period, about 9 percent in the July-September summer season, and about 2.5 percent in each of the other low flow months. Lowest discharges from the Centerville watershed in each of the winter months average about 3.5 percent of annual; that in the three summer months about 13 percent, and 62 percent in the 3-month period of high flow. The maximum discharges during the high flow periods were 14.5 c.s.m. and 10.1 c.s.m. for Parrish and Centerville, respectively. Under the impact of several high-intensity summer storms, the maximum instantaneous low flow discharges of either stream never exceeded 5 c.s.m. By contrast, summer storm discharges from a nearby untreated area, with plant-soil conditions comparable to those existing on Parrish before treatment, exceeded 2,000 c.s.m.

The effective control of summer storm floods in the Parrish watershed was accompanied by a decrease of 2.70 inches of annual runoff over the 22-year period, 83 percent of which occurred in the first 11 years. Most of the decrease in annual yield occurred during the high flow months of March, April, and May. June yields were slightly increased. Discharge reductions in all other low flow months were negligible.

RÉSUMÉ

Nous nous servons de nos relevés et observations des 22 dernières années pour nous procurer une base afin de comparer le comportement des bassins de sources de deux montagnes ayant un passé différent.

Le bassin de sources de Centerville n'a subi aucune perte de végétation et n'a connu aucune inondation.

Quand au bassin de sources de Parrish il a subi en 1930 une inondation torrentielle, boue et rochers créant beaucoup de dégâts : ceci après que la végétation environnant les régions de sources eut été détruite. La végétation fut restaurée sur les endroits érodés et dénudés à l'aide de terrassements en contour, et ensemençée, ceci avant que nos études des débits aient commencées.

Le régime annuel du débit des cours d'eaux des deux endroits étudiés est caractérisé par une crue rapide immédiatement après le début des fontes de neige, fin Mars, puis une brève période de crue maximum en Mai, suivie d'une récession rapide dans le volume des eaux en Juin, et enfin une récession lente et graduelle pendant les mois d'été, d'automne et d'hiver.

Des sources du bassin de Parrish, 73% de l'écoulement annuel a lieu durant la période de crue Avril-Juin, 9% environ dans la saison d'été de Juillet à Septembre, et 2.5% environ dans chacun des mois de baisse.

Des sources du bassin de Centerville : 3.5% environ est la moyenne de baisse, du débit annuel, se produisant pendant les mois d'hiver. 13% du débit annuel se produit

⁽¹⁾ Respectively, Director and Chief, Division of Watershed Management Research, Intermountain Forest and Range Experiment Station, Forest Service, U.S. Dept. of Agriculture, Ogden, Utah.

pendant les trois mois d'été. 62% du débit annuel se produit pendant les trois mois d'été. 62% du débit annuel se produit pendant les trois mois de crues.

Le débit maximum durant les périodes de crues est 14.5 cubic feet/seconde/au mile carré (c.s.m.) et 10.1 c.s.m. pour Parrish et Centerville respectivement.

Même après de violents orages d'été, le maximum du volume intense et soudain dans la période de baisse, n'a jamais excédé 5 c.s.m.

Par contre sur un bassin de sources au terrain et condition de sol comparables à ceux de Parrish avant nos travaux de tranchées et semences l'écoulement a été en excès de 2000 c.s.m.

Le contrôle effectif des crues suivant les orages d'été dans le bassin de Parrish montre une diminution de 2.70 inches du débit annuel pendant la période de 22 ans étudiée, 83% de laquelle se produisant durant les 11 premières années. La plus grande partie de cette diminution s'est effectuée durant les mois de crues : Mars, Avril et Mai, avec le volume en Juin augmentant légèrement.

La diminution de volume durant les autres mois de baisse est négligeable.

1. INTRODUCTION

Low flow discharges of mountain streams have greatly concerned many inhabitants of the western United States since the first days of white settlement. One concern is the small amount of water that mountain streams deliver to the arid valleys during all but 2 or 3 months of the year. Another important concern is the threat of highly destructive flash floods that mountain streams produce in the summer months as aberrations of the normal low flows.

The Intermountain Forest and Range Experiment Station of the U.S. Forest Service has studied the role that management of the vegetation on watershed lands can play in affecting low flow discharges. This study, commenced in 1930, was made on the Davis County Experimental Watershed (6) near Farmington, Utah.

This experimental area of about 20,000 acres rises abruptly from the valley floor elevation of 4,300 feet to elevations of more than 9,000 feet in the headwaters, and typifies mountain-valley topographic relations common to much of Utah. Water-yielding areas on the experimental watersheds as well as over the State of Utah are confined to high-elevation lands, principally those above 7,000 feet in elevation. A strong elevation-precipitation relationship is common in the Intermountain West. Studies of vegetation-runoff relations are also an integral part of the experimental program at this location.

Research was first directed to determining the causes of a series of devastating mud-rock floods that occurred in several drainages within the experimental area and to the development and application of flood prevention measures — primarily land treatment — on the headwater flood-source lands. Since completion of the flood prevention work in 1936, the Intermountain Station has made a continuous evaluation of the effects of the watershed rehabilitation work on the annual as well as the low flow discharges of several of the streams. This paper describes the behavior of discharges from two of the experimental watersheds having different flood and land use histories.

2. PARRISH AND CENTERVILLE WATERSHEDS

Parrish and Centerville Creeks drain adjacent watersheds on the steep, west face of the Wasatch Mountains, about midway between Salt Lake City and Ogden in northern Utah. Areas of the Parrish and Centerville watersheds are 1,378 and 2,025 acres, respectively. Elevations of both range from 4,300 to almost 9,000 feet. Stream channels in each basin have gradients ranging from 25 to 50 percent and land slopes from 20 to 75 percent (fig. 1).

Average annual precipitation on both areas ranges from about 21 inches at the

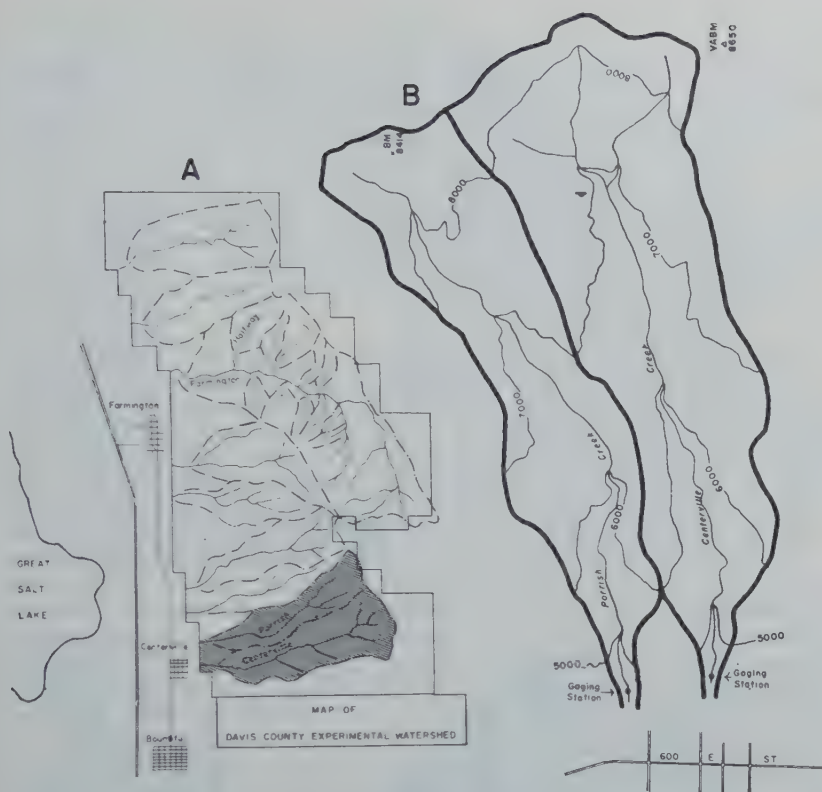


Fig. 1. — A, Davis County Experimental Watershed; B, Parrish and Centerville watersheds.

lower elevations to 50 inches near the headwaters. About 90 percent of the precipitation at the upper elevations is snow (fig. 2).

Soils on both areas are mostly residual coarse-textured loams derived from gneiss and schist intruded with granite dikes. Soil depths vary from less than 1 foot on ridges to more than 6 feet on the canyon slopes and bottoms. They contain a high accumulation of organic matter in the upper foot.

Vegetation on the lower half of each watershed consists of a mixture of Gambel oak (*Quercus gambeli*), Rocky Mountain maple (*Acer glabrum*), mountain mahogany (*Cercocarpus ledifolius*), and big sagebrush (*Artemisia tridentata*), with an understory of perennial bunchgrasses and forbs. At the upper elevations, patches of conifers including Douglas-fir (*Pseudotsuga menziesii*), white fir (*Abies concolor*), alpine fir (*Abies lasiocarpa*), and Engelmann spruce (*Picea engelmanni*) are interspersed with groves of aspen (*Populus tremuloides*), groups of shrubs, and openings covered by herbaceous vegetation.

Domestic range livestock have grazed both watersheds since shortly after settlement on the valley lands below the mouth of the canyons. However, the Centerville watershed has been grazed at a moderate level for many years to prevent contamination of streamflow. Little depletion or change in the composition of the vegetation on the

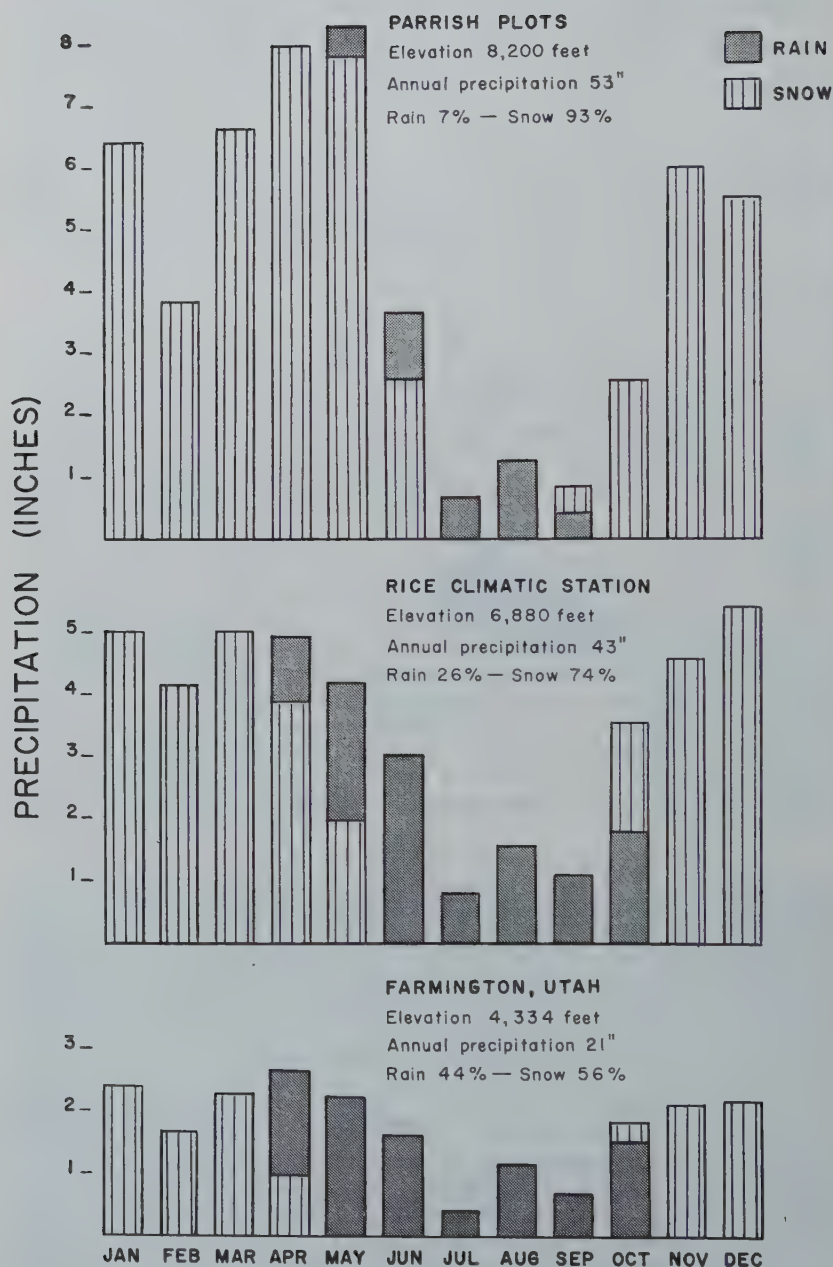


Fig. 2. — Average monthly precipitation at three elevations, Davis County Experimental Watershed, near Farmington, Utah.

watershed has occurred to date. No major floods have emanated from this area in recent geologic time.

In the Parrish watershed, overgrazing by range cattle and sheep, as well as man-set fires, drastically depleted the natural vegetation, especially on the headwater lands, where on areas aggregating 12 percent of the entire basin, virtually all vegetation was destroyed; this left the soil exposed to direct impact of the elements. By 1930 the bared areas were incised by a network of rills and gullies.

In the summer of 1930, four mud-rock floods issued from the Parrish watershed causing \$ 336,497 damage to homes, farms, roads, and other developments at the mouth of the canyon. Geologic evidence at the mouth of the canyon showed these floods to be of severity unprecedented in recent geologic time, and examinations of the channel and watershed slopes showed the flood sources to be the depleted headwater areas (1).

Beginning in 1933 and extending through 1936, a program of flood control measures was applied to the Parrish and several other flood-producing basins in the Davis County Experimental Watershed. This program included : (1) fire control, (2) elimination of livestock grazing, (3) seeding of grasses on depleted but not seriously eroded areas, and (4) construction of contour trenches on the most barren and gullied areas. Each of these contour trenches, constructed at intervals of about 25 feet, could hold 1.5 area inches of rain. The trenches broke up the gully system, kept stormflow out of the channels and improved soil moisture conditions which hastened the restoration of plant cover (2).

Vegetation recovered rapidly on most of the depleted flood-source areas in Parrish watershed following application of the flood control measures. Hedged and deformed shrubs regained their normal size and perennial grasses filled in most of the bare interplant spaces. Litter is accumulating on the soil surface, and there is now little evidence of soil rilling. Plant and litter cover now approaches, in completeness, that of the Centerville watershed.

Following installation of the flood control measures, streamgaging stations were installed on Parrish and Centerville Creeks as well as on several other streams in the experimental area. The stations on Parrish and Centerville creeks originally included a self-cleaning flume inserted in a broad-crested weir. In 1957, a 120-degree sharp-crested weir was installed on Parrish Creek to replace the original structure.

Since 1936, three recording raingages in the Parrish and Centerville watersheds, as a part of a 22-gage network on the experimental area, have provided complete, continuous summer season rainfall records. Winter season precipitation has been measured in storage gages and snow courses in the headwaters of Parrish Creek. Additional year-round records of precipitation have been obtained at Rice station, elevation 6,880 feet, in the nearby Farmington Canyon, and at Farmington, Utah, elevation 4,300 feet.

Storm runoff and soil losses have been measured on plots under a variety of plant cover conditions in the headwaters of the Parrish watershed. Plot records of soil moisture have also been obtained under a range of plant cover conditions in the Parrish watershed and elsewhere on the experimental area.

3. COMMON DISCHARGE CHARACTERISTICS

Average annual discharges from Parrish and Centerville watersheds during the 22-year period, 1937-1958, have been 11.79 and 12.47 area inches, respectively. Annual yields from Parrish have ranged from 18.66 inches, or 159 percent of average in 1942 to 4.23 inches, or 36 percent of average, in 1954. Maximum and minimum annual discharges from Centerville have been 157 and 63 percent of average, respectively (fig. 3).

Annual fluctuations in water yields of this magnitude are common in the western United States.

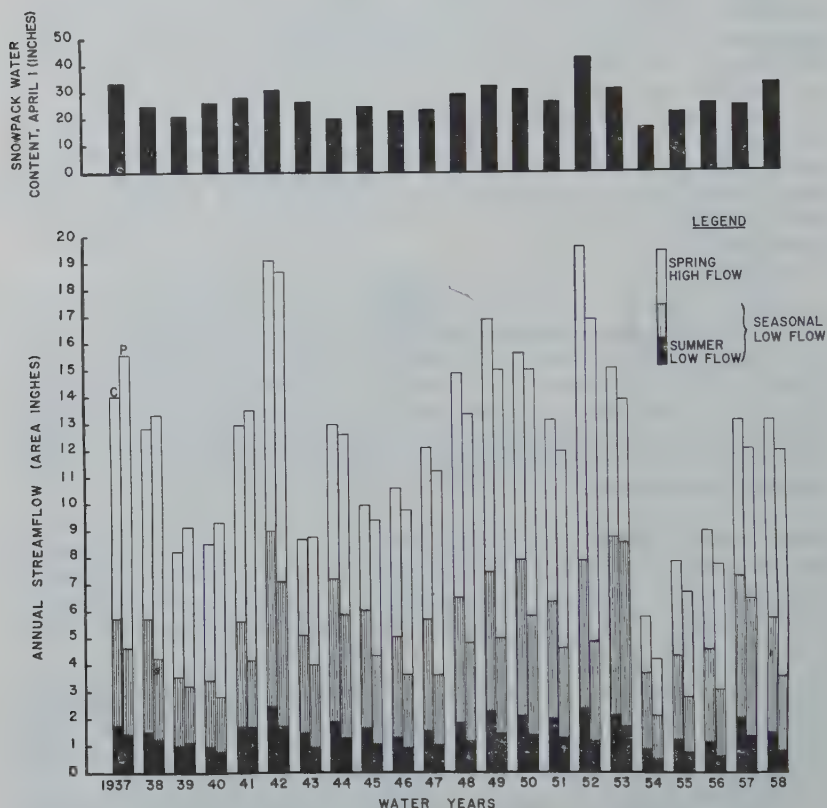


Fig. 3. — Annual streamflow from Centerville (C) and Parrish (P) watersheds from 1937 through 1958. Streamflow is divided into summer low flow, seasonal low flow, and spring high flow. Snowpack water equivalent is shown for the corresponding years.

The annual regime of discharge from both watersheds is characterized by a rapid rise of flow shortly after the beginning of snowmelt late in March, a brief period maximum discharge in May, a rapid recession of flow following the disappearance of snow in June, and a more gradual recession of flow throughout the summer, fall, and winter months. In the Parrish watershed, 73 percent of the annual discharge occurs in the April-June high flow period, about 9 percent in the July-September summer season, and about 2.5 percent in each of the remaining low flow months. In Centerville, lowest discharges in the winter months average about 3.5 percent of annual; discharge during the three summer months is about 13 percent of annual runoff; but 62 percent of total flow occurs in the 3-month period of high flow (table 1).

Discharges during both high and low flow periods come almost directly from a surplus of snowmelt water during a period of soil saturation in the spring season. Soil moisture studies (3,4) show that within the root zone soils are dried to the wilting percentage by the end of the growing season. This creates a retention storage capacity

TABLE 1

*Average monthly and annual discharges of
Parrish and Centerville Creeks, 1937-1958*

Month	Parrish		Centerville	
	Average streamflow	Percent of annual	Average streamflow	Percent of annual
	<i>Area inches</i>		<i>Area inches</i>	
October	0.301	2.55	0.468	3.75
November	.291	2.47	.463	3.71
December	.301	2.55	.469	3.76
January	.311	2.64	.467	3.75
February	.303	2.57	.431	3.46
March	.547	4.64	.641	5.14
April	2.081	17.65	1.951	15.65
May	4.639	39.35	3.835	30.75
June	1.913	16.22	2.088	16.74
July	.549	4.66	.766	6.14
August	.312	2.65	.481	3.86
September	.242	2.05	.410	3.29
Annual	11.791	100.00	12.470	100.00

of about 2 inches of water per foot of soil. Recharge of soil moisture to field capacity does not occur until well into the snowmelt season, usually late March or early April. Release of water from the snowpack seldom exceeds a rate of 1 inch per day which is less than the infiltration capacity of the mantle. Therefore, virtually all of the water released from the snowpack enters the mantle and most of that in excess of field capacity drains to channels as seepage flow. Maximum discharges of Parrish and Centerville Creeks during the period of record were 14.52 and 10.11 c.s.m., respectively, following winters of unusually heavy snow.

The constancy of the receding low flow during the summer season is interrupted occasionally by short duration surges derived from small quantities of summer rains that reach the channel by overland flow or direct channel interception. About half of these rains produce no measurable surge. The quantity of water involved in the surges is generally not more than 1 to 2 percent of the recorded rainfall.

4. CHANGES IN ANNUAL DISCHARGE

Annual variations in discharge from Centerville watershed are highly correlated with the April 1 water content of the snowpack in the headwaters of the adjacent Parrish watershed. When measured discharges of Centerville Creek are compared with those estimated from the snowpack water content, there is no indication of a change in the amount of water yield per unit of precipitation over the 22-year period. Annual variations are thus due entirely to differences in precipitation. This conclusion

is logical because the kind and amount of vegetation have not changed significantly, therefore, no significant change in evapotranspiration has occurred.

Annual variations of discharge from Parrish Creek are also highly correlated with the April 1 water of the snowpack in its watershed. However, a time-trend analysis of actual discharges and those estimated from the snowpack water content show that yields of water per unit of precipitation declined by a total of 2.80 inches over the 22-year period of record, for an average annual decrease of about 0.15 inch.

Annual discharges of Parrish Creek are highly correlated with those of Centerville. Analysis of the actual discharges of Parrish Creek and those estimated from Centerville as the control, shows that Parrish Creek discharges decreased by 2.70 inches over the 22-year period. This decrease is almost identical to that shown by relating Parrish discharges with the snowpack water content.

Similar time-trend analysis were made of Parrish Creek discharges for the first and last 11-year periods of record. These show that almost all of the decrease (83 percent) in annual yields from Parrish occurred in the first 11 years, 1937-1947, and that no significant decrease has occurred during the last 11 years (fig. 4). Actually, annual discharges from Parrish exceeded those from Centerville in all but one of the first 7 years but have been less in the succeeding 15 years (fig. 3).

5. SEASONAL CHANGES IN TIMING AND AMOUNTS OF DISCHARGE

The trend of decreased annual discharge from Parrish Creek has been accompanied by a delay in the date of maximum daily discharge. During the early period of record, Parrish Creek tended to produce its maximum daily discharge about 3 days earlier than Centerville Creek. In the later years maximum discharges of Parrish have tended to occur 3 days later than those of Centerville. Consistent with this trend, the average rising and receding stages of spring runoff in the latter period have occurred several days later than during the first 11 years.

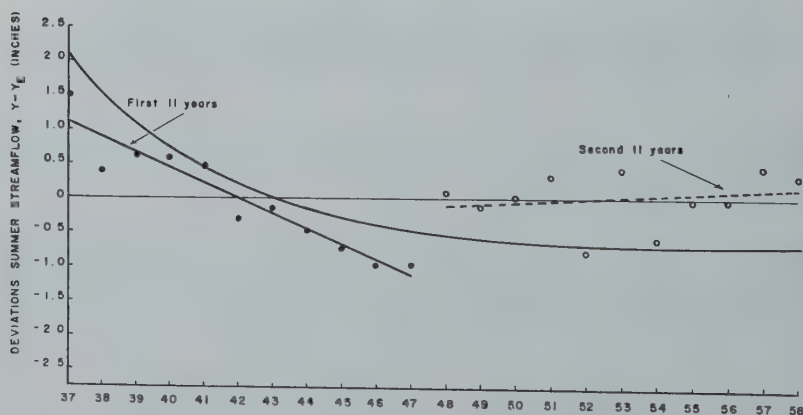


Fig. 4. — Time-trend curves for annual streamflow of Parrish Creek; solid curving line represents 22-year period; other lines represent the first and second 11-year periods as indicated.

Delay in the occurrence of maximum daily discharge on Parrish Creek has been accompanied by a trend showing an increased June discharge. This increase,

as estimated from Centerville discharges for June, amounts to about 0.20 inch, or an average increase of about 0.01 inch per year.

In all other months of the year, discharges from Parrish Creek have decreased in relation to yields from Centerville Creek. The largest decreases occurred in March, April, and May during which the 22-year decreases were 0.27, 0.83, and 0.95 inch, respectively. The over-all decrease for other months of the year ranged from 0.13 to 0.07 inch (table 2).

TABLE 2
*Summary of monthly, quarterly, and annual time-trend analyses
of Parrish Creek in relation to Centerville Creek, 1937-58*

Period	Correlation coefficients (r) and levels of significance for relation of streamflow of Parrish to Centerville	Total net change in Par- rish streamflow	Level of significance of change
<i>Months</i>		<i>Area inches</i>	<i>Percent</i>
October	0.648 ⁽²⁾	—0.06	n.s.
November	.468 ⁽¹⁾	— .10	1
December	.382 n.s.	— .07	n.s.
January	.459 ⁽¹⁾	— .09	5
February	.268 n.s.	— .10	5
March	.659 ⁽³⁾	— .27	1
April	.910 ⁽³⁾	— .83	1
May	.963 ⁽³⁾	— .95	1
June	.948 ⁽³⁾	+ .22	n.s.
July	.823 ⁽³⁾	— .13	n.s.
August	.748 ⁽³⁾	— .10	5
September	.579 ⁽²⁾	— .12	1
<i>Quarters</i>			
October-December	.532 ⁽²⁾	— .24	5
January-March	.448 ⁽¹⁾	— .53	0.1
April-June	.980 ⁽³⁾	— 1.51	0.1
July-September	.835 ⁽³⁾	— .35	1
Annual	.958 ⁽³⁾	— 2.71	0.1

n.s. Not significant

⁽¹⁾ Significant at 5% level.

⁽²⁾ Significant at 1% level.

⁽³⁾ Significant at 0.1% level.

Seasonally, the greatest decrease of Parrish streamflow occurs in the spring, when water supplies are generally abundant in relation to demand. The seasonal decrease totaled 1.51 inches over the 22-year period, or an average of 0.07 inch per year. Decreases during the low flow periods of summer, fall, and winter,

respectively, amounted to 0.35, 0.24, and 0.53 inch respectively for the entire 22-year period and 0.02, 0.01, and 0.02 per year.

Decreased yields of water from the Parrish watershed are attributed to increased storage created by the restoration of vegetation on the formerly depleted flood-source areas, improvement in vigor and density of vegetation, and the regrowth of riparian vegetation along the ripped channels. A 3-year study (4) on bare, herbaceous-, and aspen-covered plots in the headwaters of Parrish Creek showed that moisture depletion by an aspen stand exceeded that of herbaceous plant cover by 4 inches and exceeded evaporation losses from a bare area by 8 inches. Establishment of mixed plant cover on 175 denuded acres, improvement of existing cover on the other 1,200 acres, and encroachment of riparian vegetation resulted in transpi-rational losses exceeding the decrease in streamflow.

6. CONTROL OF SUMMER STORM DISCHARGES

The control of summer storm discharges from the Parrish watershed gained by applying flood prevention measures now equals that in the undamaged Centerville watershed. Each area has been subjected to a number of cloudburst-type rains of 1 inch or more in depth during which rates for 5-minute periods were as high as 6.84 inches per hour. The maximum instantaneous discharges of either stream during these storms never exceeded 5 c.s.m., and the amount of water involved was equivalent to only a few percent of the rainfall (table 3).

It is not logical to ascribe any appreciable quantity of the stormflow surges to seepage flow in view of the several inches of mantle storage opportunity that develops on these areas by midsummer. Therefore the surges must be ascribed to channel interception or overland flow. Inasmuch as stream channels cover about 1 percent of the total area in each watershed, it is reasonable to assume that much of the storm

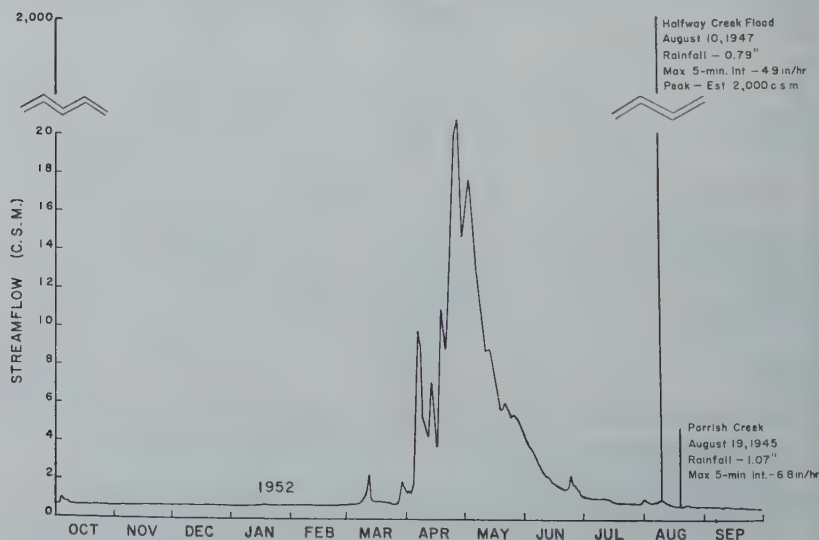


Fig. 5. — Daily hydrograph for 1952 of Halfway Creek, which drains a damaged watershed. The summer storm flood peak of Halfway on August 10, 1947, and the maximum peak generated by a larger storm over Parrish watershed on August 19, 1945, are superimposed on the hydrograph.

discharges was derived from rain that fell directly into the stream and that very little occurred as overland flow.

In contrast to the controlled flow of summer storm discharges in the Parrish and Centerville watersheds, violent mud-rock floods have occurred in other portions of the experimental area on which intensive watershed rehabilitation measures were not applied. For example, on August 10, 1947, the Halfway Creek watershed received a rain of 0.79 inch during which rain fell at rates up to 4.92 inches per hour for 5 minutes. Overland flow from depleted headwaters of this basin generated a mud-rock flood whose discharge is estimated to have been at least 2,000 c.s.m. (fig. 5), or 400 to 1,000 times greater than the stormflow surges produced by more severe storms in the rehabilitated Parrish watershed and the undamaged Centerville watershed.

TABLE 3

*Characteristics of some major storms and resulting discharges
on Parrish and Centerville watershed*

	Storm date					
	7/10/36	8/19/45	8/19/45	9/18-19/48	7/10/50	8/19/51
<i>Parrish watershed</i>						
Storm depth (inches)	1.14	1.10	1.07	1.40	0.70	1.15
Maximum 5-minute intensity (in./hr.)	5.04	4.32	6.84	3.72	4.20	3.88
Instantaneous peak (c.s.m.)	—	1.8	4.8	.9	1.9	2.1
<i>Centerville watershed</i>						
Storm depth (inches)	—	1.06	.78	.81	1.00	.66
Maximum 5-minute intensity (in./hr.)	—	4.80	5.16	.96	3.60	1.80
Instantaneous peak (c.s.m.)	4.7	2.9	4.5	1.0	2.9	2.6

The highly effective control of streamflow discharges in the Centerville watershed is attributable to an unimpaired capacity of the plant and soil mantle to receive and store water at rates up to the maximum rates of rainfall characteristic of this region. Likewise, effective control in the Parrish watershed has been achieved by providing depression storage in the contour trenches and by increasing infiltration capacities through the restoration of plant cover and elimination of soil compaction by livestock grazing.

The effectiveness of vegetation in controlling storm runoff and soil erosion has been determined on plots in the headwaters of the Parrish watershed. Results show that no soil loss and virtually no overland flow occurs on sites having a normal stand of vegetation, whereas bared or seriously depleted sites have lost up to 17 tons of

soil per acre from one storm and produce overland flow discharges equivalent to as much as 60 percent of the volume of individual rains. Experiments showed that 65 percent of the soil surface must be covered by vegetation and litter to prevent excessive storm runoff and accelerated erosion (5). All but very small areas on the Parrish watershed now have this much or more plant and litter cover.

One other major effect that resulted from rehabilitation of Parrish watershed is the virtual elimination of sedimentation. Long-term sedimentation rates are not available for these streams; nevertheless, the four mud-rock floods from Parrish watershed in 1930 deposited 330 acre feet of sediment over adjacent valley lands. For that one year, the 2.15 square-mile watershed and damaged channels produced sediment at the rate of 153 acre feet per square mile. Sedimentation rates are available for other comparable areas. From 1923 to 1946, the 6,500-acre Farmington drainage, while in a moderate to severely damaged condition, had an average annual sedimentation rate of 2.4 acre feet per square mile of watershed. During the past 12 years, Parrish plot n^o 7 (0.1 acre), denuded of all plant cover to simulate severe flood-source conditions, produced sediment equivalent to 3.0 acre feet per square mile each year. Rehabilitation of the damaged Parrish watershed has reduced sedimentation to a negligible amount so that streamflow from Parrish is now diverted directly into water systems.

Many other watershed areas in the Intermountain West have climatic and physiographic characteristics similar to those of the Parrish watershed. They have become sources of torrential summer rain floods because of damage to the soil and plant cover. Results of this study indicate clearly that restoration of plant cover on comparable damaged areas should provide effective control of summer rain floods. Control of these destructive discharges may be accompanied by slight decreases in annual water yields, and there is evidence of small reduction in low flows.

REFERENCES

- (¹) BAILEY, REED W., FORSLING C.L., and BECRAFT R.J. 1934. Floods and accelerated erosion in northern Utah. U.S. Dept. Agr. Misc. Pub. 196, 21 pp., illus.
- (²) BAILEY, REED W., CRADDOCK George W., and CROFT A.R. 1947. Watershed management for summer flood control in Utah. U.S. Dept. Agr. Misc. Pub. 639, 24 pp., illus.
- (³) CROFT, A.R. 1950. Summer rainfall characteristics in northern Utah. *Amer. Geophys. Union Trans.* 31 : 83-95.
- (⁴) CROFT, A.R. and MONNINGER L.V. 1953. Evapotranspiration and other water losses on some aspen forest types in relation to water available for streamflow. *Amer. Geophys. Union Trans.* 34 : 563-574.
- (⁵) MARSTON, Richard B. 1952. Ground cover requirements for summer storm runoff control on aspen sites in northern Utah. *Jour. Forestry* 50 : 303-307.
- (⁶) 1958. The Davis County Experimental Watershed story. U.S. Dept. Agr., Forest Service, Intermountain Forest & Range Expt. Sta. 37 pp., illus. (Processed).

THE ACCOUNT OF RUNOFF CHARACTERISTICS IN THE ARID REGIONS OF THE U.S.S.R. IN HYDROLOGICAL DESIGN

A.I. TCHEBOTAREV & M.S. PROTASJEV
U S S R

1. The knowledge of the regularities of streamflow formation is based mainly on studying runoff in zones with sufficient moisture supply. Therefore practical recommendations for streamflow computations are found to be of small value for arid regions.

2. The specific features of the hydrological regime of arid regions are as follows :

a) great variability of annual streamflow values for long periods, the coefficients of variation being 1.0-1.5.

b) Considerable asymmetry of long term values of annual streamflow especially formed by rain..

c) Pronounced cyclic recurrence of the variations of streamflow rate.

d) Great irregularity of the distribution of streamflow values within a year.

The above mentioned specific features of streamflow regime require the necessity of long range observations for a reliable establishment of streamflow parameters (variability, normal values and values of various frequency).

With long term observations available the computation of the principal streamflow characteristics is made by means of generally adopted methods.

In case of insufficiency of data for the computation of streamflow parameters directly from the range of observed values indirect computation methods based on streamflow relations with its meteorological and physiographical factors (precipitation, evaporation, topography, soil cover a.o.) are used.

3. In the dry steppe zone runoff depends mainly on snowmelt, the peculiarities of watersheds topography (the presence of endorheic depressions) resulting in the increasing of normal annual runoff as the catchment area diminishes.

The dependence of normal annual runoff on the size of catchment area determines the necessity of compiling the map of the normal annual runoff for a certain fixed size of catchment area.

A system of reduction coefficients is used for computing normal annual runoff from the smaller catchment areas.

The appearance of very high values of flood discharges during long periods of low streamflow is an important peculiarity of the streamflow regime in arid regions.

The influence of land use on runoff is more pronounced in the arid regions than in the humid ones; however with the increase of the catchment area the degree of this influence decreases sharply. Practically this measure does not affect the values of maximum streamflow of small frequency.

4. In the desert regions surface runoff depends mainly on the rate and regime of rainfall as well as on the hydraulic and physical properties of soils; the slope gradient is an important factor in the formation of runoff. In the latter case the only runoff forming factors are single spring rains and occasional summer or autumn storm rainfall.

Sloping plains formed of heavy loams with a dense surface crust present the most favourable conditions for the formation of runoff.

«Takyr»* due to their flat and mildly sloping surface present quite different conditions for the formation of runoff. The creation of an artificial rill network on

(*) «Takyr» — a characteristic component of Middle Asia landscape

«takys» decreases appreciably the infiltration of rainfall into the soil, in this case «takys» resemble sloping plains as regards the character of runoff.

The account of runoff formation under desert conditions allows to establish relations for computing the values of runoff proceeding from the rate of rainfall, infiltration losses and the slope of watersheds.

THE REGULARITIES OF THE FORMATION OF LOW FLOW

A.M. KARVATOV & O.V. POPOV
U S S R

(THESES)

1. Low flow as a component of the water regime of rivers is known in Soviet hydrology as minimum streamflow which occurs at the period of low water when the ground water feeding of rivers is observed.

2. The analysis of the conditions of low streamflow formation consists in establishing the regularities of two principal types.

The first type of the regularities reflects the geographical zonality of the distribution of low streamflow values over the territory and its interrelations with ground-water; the knowledge of the second type regularities results in the investigation into the physical processes determining the ground water feeding of rivers and the movement of ground water to the areas of discharge into rivers.

3. The investigations of the Soviet scientists (I.D. Iljin, B.L. Lichkov, E.P. Savarenski, O.K. Lange, F.A. Makarenko a.o.) of the formation and regional distribution of ground water are of great importance in the light of establishing the geographical regularities of low streamflow in the U.S.S.R.

4. The hydrological investigations of A.M. Norvatov and M.P. Raspopov show the regularities of space distribution of low streamflow with due regard for the peculiarities of the river feeding by ground water in different hydrogeological regions.

The practical recommendations for the computations and prediction of low streamflow values have been developed as well (V.A. Uryvaev, N.D. Antonov, M.E. Shevelev, B.V. Poljakov, L.N. Popov, A.I. Subbotin a.o.).

5. As a result of the investigations conducted by the State Hydrological Institute concerning the peculiarities of the genesis of low streamflow important data have been obtained recently.

The regional distribution of low streamflow over the territory of the European part of the U.S.S.R. and the generalization of the numerous observational data have been carried out; practical recommendations for the determining of the minimum streamflow of unexplored rivers have been developed on the basis of zonal indexes used for different watershed areas.

Principles are developed for regional forecast of the rate of low streamflow.

The principal regularities of the drying up and freezing through of rivers and the geographical distribution of these phenomena over the territory of the U.S.S.R. are established. (A.M. Norvatov, 1956, 1958, 1950).

6. The research made by Soviet scientists in the field of studying physical laws of water movement in soils and subsoils which are of great importance especially when applied to the problem of low streamflow in the arid regions, gives the opportunity to obtain quantitative characteristics for estimating this process (A.F. Lebedev, A.A. Rodé, N.A. Kachinski, G.N. Kamenski, G.S. Averjanov a.o.).

7. The research conducted by the State Hydrological Institute, concerning the percolation of water into soil and subsoil, as the main physical process which determines the feeding of ground water and ground flow is of great importance for studying the regularities of the formation of low streamflow.

In 1948 G.A. ALEKSEJEV worked out the theoretical scheme to be used as a working hypothesis in studying the most frequent case of infiltration.

The laboratory and field experimental studies make it possible to obtain generalized characteristics of percolation under natural conditions at different watersheds on the basis of the physical nature of this process and its peculiarities according to the hydrological and physical properties of soils and subsoils (S.M. PROSKURNIKOV, 1948, O.V. Popov, 1951, 1956).

The field experimental studies to obtain quantitative characteristics of percolation under different physiographical conditions and special observations of the formation of the river feeding by ground water are being carried out by the wide network of stations of the Hydrometeorological Service of the U.S.S.R. according to the uniform programme (O.V. Popov, 1958, 1959).

The complex research of low streamflow in the light of geographical zonality of natural phenomena and the thorough studying of the processes which determine these phenomena make it possible to solve the problem of low streamflow formation under various physiographical conditions and its variations as a result of human activity.

**COLLOQUE SUR LES
RIVIERES A MAREE**

**SYMPOSIUM
TIDAL RIVERS**

PROPAGATION DE LA MAREE DANS UN CANAL A VARIATION DE LARGEUR EXPONENTIELLE APPLICATION A LA SEINE MARITIME

J. LE FLOCH

RÉSUMÉ

Beaucoup d'estuaires à marée, et la Seine Maritime en particulier, peuvent être schématisés de façons assez exactes par un canal ou une série de canaux à variation de largeur exponentielle. Il est possible d'intégrer les équations de propagation de la marée pour le cas général d'un canal à variation de largeur exponentielle en adoptant pour le frottement l'artifice de la linéarisation habituellement utilisé pour les problèmes de ce genre. C'est cette solution qui est présentée ici et appliquée à la Seine Maritime. Quelques exemples numériques montrent les possibilités d'emploi des résultats obtenus. Cette méthode a également été utilisée pour l'étude du frottement en Seine Maritime et pour calculer les variations du coefficient de Chézy le long de celle-ci.

Le calcul de la propagation de la marée dans un estuaire, connaissant marée et courant de marée à l'embouchure, peut être abordé par la méthode des caractéristiques, bien connue depuis SCHONFELD ⁽¹⁾, ou encore si l'on se borne à l'étude du principal composant harmonique de la marée (M2 par exemple dans le cas de l'estuaire de la Seine) par l'utilisation directe des équations du mouvement écrites sous forme d'équations aux différences finies (SCHONFELD ⁽¹⁾, PROUDMAN ⁽²⁾). Dans l'un et l'autre cas il faut assimiler l'estuaire considéré à un canal de section rectangulaire dont la largeur et la cote du fond par rapport à un plan horizontal de référence sont facilement calculées.

La méthode des caractéristiques permet une étude rigoureuse de la propagation de la marée, mais comme le fait remarquer LACOMBE ⁽³⁾, perd une partie de son intérêt lorsque l'on envisage de calculer l'influence d'une modification des profondeurs ou des largeurs de l'estuaire. Dans ce cas la marée et surtout le courant qui lui est associé sont modifiés à l'embouchure. Le calcul qui suppose une connaissance exacte des conditions à l'embouchure devient douteux. Il est alors utile de rechercher une méthode permettant de séparer à l'embouchure l'onde marée venant du large de l'influence de l'estuaire (ondes réfléchies). Le calcul ayant été fait pour interpréter les données de la nature pourra ensuite être repris dans un cadre modifié.

Il faut d'abord rechercher une schématisation de l'estuaire à la fois suffisamment simple pour permettre de calculer la solution générale des équations du mouvement, et assez voisine de la réalité pour ne pas avoir à diviser l'estuaire en tronçons successifs trop nombreux.

SCHÉMATISATION DE L'ESTUAIRE DE LA SEINE ET DE LA SEINE MARITIME

La marée remonte la Seine sur une distance d'environ 160 km, jusqu'à Poses où un barrage arrête sa propagation.

Des profils en travers de l'estuaire et de la Seine Maritime ont été tracés pour chaque point kilométrique entre Poses et l'embouchure. Pour chaque profil on a ensuite calculé la variation de la surface mouillée en fonction de la hauteur d'eau et représenté les résultats graphiquement. Dans les limites du marnage observé, la courbe obtenue peut généralement être assimilée à une droite. L'équation de celle-ci

permet de calculer la largeur de ce que nous appelons la section rectangulaire équivalente et la cote du fond de cette section par rapport au plan horizontal de référence (zéro des cartes marines au Havre). On arrive ainsi à remplacer l'ensemble de la Seine Maritime par un canal de section rectangulaire dont la largeur et la profondeur sont fonctions de la distance à l'embouchure. L'examen de la courbe des variations de largeur en fonction de cette distance montre que l'on peut pousser la schématisation plus loin en divisant la Seine Maritime en un certain nombre de tronçons dont la largeur varie suivant une loi exponentielle, comme indiqué ci-dessous :

1) Du point kilométrique 357 (près de la Falaise des Fonds-Honfleur) au point kilométrique 349. Distance 8 kilomètres.

$$b = 3150 e^{-0.0001361 x}$$

la largeur b et la distance x comptée depuis le Point 357 sont exprimées en mètres.

2) Du point kilométrique 349 à Courval (point 327). Distance 22 Kilomètres.

$$b = 1060 e^{-0.00004537 x}$$

3) De Courval à Mesnil sous Jumièges (du point 327 au point 286). Distance 41 kilomètres.

$$b = 390 e^{-0.00001127 x}$$

4) De Mesnil sous Jumièges (PK 286) au point 239. Distance 47 kilomètres.

$$b = 320 e^{-0.00001110 x}$$

5) Du point kilométrique 239 (près de Rouen) à Poses (point 202)

$$b = 350 e^{-0.00002476 x}$$

(il y a une brusque variation de largeur au point de raccordement 239 des deux sections 4 et 5, en amont de Rouen).

EQUATIONS DU MOUVEMENT

En vue de l'étude de la composante semi-diurne de la marée, prépondérante en Seine Maritime, les équations du mouvement peuvent être écrites de la façon suivante, utilisée par SCHONFELD

$$\frac{dQ}{dx} + bi\omega H = 0$$

$$\frac{dH}{dx} + \frac{1}{gbh_0} \left((i\omega + \varrho) Q \right) = 0$$

le débit Q et la charge H confondue ici avec la hauteur instantanée étant exprimés sous forme complexe. ϱ est le coefficient de frottement linéarisé (notation de Hansen), b la largeur et h_0 la profondeur moyenne. Ces équations ne pourraient être employées sous une forme aussi simplifiée, dans le cas de l'étude de l'onde de pulsation 2ω (onde supérieure M4 par exemple) ni dans le cas où le débit fluvial atteint une certaine importance, comme on le verra d'autre part.

SCHONFELD introduit le rapport

$$y = \frac{Q}{H}$$

(admittance complexe) et les équations qui précèdent donnent alors

$$\frac{dy}{dx} = Ay^2 - B$$

$$H = Ce^{-\int_{x_1}^{x_2} Ay dx}$$

avec

$$A = (i\omega + \varrho) \frac{1}{ghh_0}$$

$$B = i\omega b$$

SOLUTION DES EQUATIONS DU MOUVEMENT DANS LE CAS DU CANAL A VARIATION DE LARGEUR EXPONENTIELLE ET A FOND HORIZONTAL

On considère un canal de longueur limitée dont la largeur est représentée par :

$$b = \lambda e^{\theta x}$$

et dont le fond est horizontal. A $x = 0$ la hauteur est donnée par

$$h = h_0 + H_0 \cos \omega t$$

et le débit par :

$$Q = Q_0 \cos(\omega t - \varphi)$$

h et Q résultant de la composition d'une onde incidente (se propageant vers les x positifs) et d'une onde réfléchie (se propageant en sens inverse). On suppose ϱ constant dans la région étudiée.

Il faut chercher la solution de l'équation de RICCATI

$$\frac{dy}{dx} = Ay^2 - B$$

On a une solution particulière de cette équation en prenant :

$$y_1 = \mu e^{\theta x}$$

si μ satisfait à la condition :

$$\mu\theta = \frac{i\omega + \varrho}{gh_0\lambda} \mu^2 - i\omega\lambda$$

La solution générale est alors de la forme

$$y = w + y_1$$

On passe ainsi pour le calcul de W à une équation de BERNOUILLI et l'on obtient finalement :

$$W = \frac{1}{\frac{i\omega + \varrho}{\theta gh_0\lambda} - 2\mu(i\omega + \varrho)} e^{-\theta x} + C e^{-\frac{2\mu}{gh_0\lambda}(i\omega + \varrho)x}$$

et

$$y = \frac{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)}{(i\omega + \varrho) e^{-\theta x} + C [\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)] e^{-\frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x}} + \mu e^{\theta x}$$

La constante C est calculée à partir des conditions à l'origine, c'est-à-dire à partir de y_0 admittance complexe à $x = 0$.

$$C = \frac{1}{y_0 - \mu} - \frac{i\omega + \varrho}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)}$$

On a donc :

$$y = \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)] (y_0 - \mu) + \mu [\theta g h_0 \lambda - (i\omega + \varrho) (y_0 + \mu)] e^{[\theta - \frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho)] x}}{(y_0 - \mu) (i\omega + \varrho) e^{-\theta x} + [\theta g h_0 \lambda - (i\omega + \varrho) (y_0 + \mu)] e^{-\frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x}}$$

La solution :

$$H = \frac{1}{2} H_0 e^{-\int_0^x A_y dx}$$

est alors obtenue après avoir calculé :

$$\int_0^x A_y dx$$

et l'on obtient

$$H = \frac{1}{2} H_0 \frac{(i\omega + \varrho) (y_0 - \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{[-\theta + \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho)] x} + \frac{1}{2} H_0 \frac{\theta g h_0 \lambda - (i\omega + \varrho) (y_0 + \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{-\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x}$$

(le facteur 1/2 provenant du passage de l'expression réelle à l'expression complexe).

Le débit peut ensuite être calculé à partir de :

$$Q = H y :$$

$$Q = \frac{1}{2} H_0 \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)] (y_0 - \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{[\theta - \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho)] x} + \frac{1}{2} H_0 \mu \frac{\theta g h_0 \lambda - (i\omega + \varrho) (y_0 + \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{[\theta - \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho)] x}$$

La solution générale ainsi obtenue correspond à la composition de deux ondes, l'une se propageant vers l'amont, l'autre vers l'aval.

Ces résultats permettent d'aborder l'étude de la propagation d'une onde telle que M2 par exemple en Seine Maritime.

On peut envisager par exemple connaissant la marée et le courant à l'embouchure de calculer l'un et l'autre en amont jusqu'au barrage de Poses. Une connaissance précise du coefficient de CHEZY est alors nécessaire.

Un problème analogue peut être traité en partant des données au niveau du barrage de Poses. Les équations dans ce cas se simplifient puisqu'alors, en prenant l'origine à Poses, Y_0 est nul à l'origine de la première section étudiée.

Il est plus intéressant d'étudier chacune des sections séparément connaissant les hauteurs instantanées le long de celles-ci, et traitant les débits instantanés et le frottement comme des inconnues. Ceci permet de déterminer le frottement, et donne d'autre part un contrôle de la validité des résultats obtenus : deux sections adjacentes étant étudiées indépendamment, on doit obtenir la même valeur du débit instantané à la jonction des deux sections.

Prenons d'abord le cas de la section allant du point 239 à Mesnil sous Jumièges. Prenant l'origine des x du côté amont (PK. 239) on a

$$b = 190 e^{+0,0000111 x}$$

La longueur de la section est de 47.000 mètres. La hauteur due à M2 est donnée par l'analyse harmonique :

$$0,805 \cos \omega t \text{ à } x = 0 \quad (1)$$

$$0,870 \cos (\omega t + 25^\circ 30') \text{ à } x = 23.500 \text{ m} \quad (2)$$

$$0,973 \cos (\omega t + 59^\circ 06') \text{ à } x = 47.000 \text{ m} \quad (3)$$

L'application de la formule générale précédemment obtenue permet de traiter Q et Y_0 (donc le débit instantané à l'origine) comme des inconnues et de les calculer.

Tous calculs effectués on constate en fait qu'il n'y a pas de solution. Ce désaccord entre la théorie et la réalité n'est pas étonnant, la schématisation adoptée pour la largeur et la profondeur moyenne ne reproduisant pas exactement la géométrie réelle de la région étudiée.

On cherchera donc parmi les solutions satisfaisant aux conditions (1) et (3) (conditions aux deux extrémités de la section) celle qui conduit en outre pour $x = 23.500$ mètres, à une expression de h aussi voisine que possible de :

$$0,870 \cos (\omega t + 25^\circ 30')$$

On arrive ainsi à adopter :

$$\frac{Q}{\omega} = 2,43$$

valeur pour laquelle la hauteur due à M2 à $x = 23.500$ mètres est représentée par

$$0,85 \cos (\omega t + 25^\circ 30')$$

La différence n'atteint que 2 centimètres pour l'amplitude, la situation est égale à la situation observée ($25^\circ 30'$)

On en déduit ensuite les débits instantanés associés à l'onde incidente et à l'onde réfléchie, et les débits résultants. On a par exemple à Mesnil sous Jumièges :

$$Q = 1560 \cos (\omega t + 286^\circ 26')$$

Le coefficient de CHEZY correspondant à $q/\omega = 2,43$ est égal à 49,2.

Une vérification de la validité de ces résultats est obtenue en étudiant de la même façon la section adjacente, en aval de Mesnil sous Jumièges. On doit obtenir la même valeur du débit instantané à la jonction des deux sections, c'est-à-dire à Mesnil sous Jumièges.

Cet exemple montre également que l'on peut appliquer les résultats théoriques obtenus dans le paragraphe précédent à des sections de longueur importante puisque celle-ci atteint 47 kilomètres. Il faut cependant que l'hypothèse du fond horizontal soit à peu près respectée. Ainsi la section Mesnil sous Jumièges-Courval (située en aval de la précédente) doit être subdivisée pour tenir compte de l'irrégularité de la profondeur moyenne.

Nous avons vu à propos de l'exemple sur lequel nous avons donné quelques indications, que lorsque le frottement et le débit sont traités comme des inconnues, il peut y avoir une légère difficulté à adapter la solution générale, à la fois aux conditions aux extrémités de la section (hauteur à $x = 0$ et à $x = L$), et à la hauteur observée à l'intérieur de la section, à $x = L/2$ par exemple. Mais les différences restent toujours extrêmement faibles. Ainsi entre Courval et Tancarville ($L = 10.405$ mètres) il faut avoir :

$$\begin{aligned} \text{à } x = 0 \text{ (Courval)} & 1,936 \cos \omega t \\ \text{à } x = 10405 \text{ (Tancarville)} & 2,242 \cos (\omega t + 9^{\circ}54') \\ \text{à } x = 5202 \text{ (Quillebeuf)} & 2,094 \cos (\omega t + 4^{\circ}51') \end{aligned}$$

(L'origine des temps est évidemment différente de celle qui avait été adoptée dans l'exemple précédent).

Pour $q/\omega = 3,20$, la solution générale s'adapte exactement aux données de la nature puisque l'on obtient à Quillebeuf : pour l'onde se propageant vers l'amont :

$$2,457 \cos (\omega t - 2^{\circ}05')$$

pour celle qui se propage vers l'aval :

$$0,453 \cos (\omega t - 215^{\circ}49')$$

ce qui donne comme résultante :

$$2,095 \cos (\omega t + 4^{\circ}50')$$

Il est intéressant de noter qu'à Courval, l'onde se propageant vers l'aval (résultante des réfléchies en amont) est représentée par :

$$0,577 \cos (\omega t - 212^{\circ}32')$$

Son amplitude est assez importante (en amont elle est plus faible) et provient de l'influence d'un relèvement des fonds immédiatement en amont de Courval, comme on peut le constater par une étude plus détaillée.

Pour compléter cet exemple, les débits instantanés calculés sont les suivants : à Courval :

$$3202 \cos (\omega t + 208^{\circ}08')$$

à Tancarville :

$$3471 \cos (\omega t + 241^{\circ}06')$$

De même que pour l'ensemble de la Seine Maritime, ces valeurs sont les mêmes

en amplitude et situation que celles que l'on a pu calculer à partir d'analyses harmoniques d'enregistrements de courants pour les points où de tels enregistrements étaient disponibles. Le calcul permet d'étudier les variations du décalage entre le courant et la marée, et la séparation de l'onde se propageant vers l'amont de celle qui se propage vers l'aval permet d'examiner l'influence d'irrégularités telles qu'un haut fond par exemple.

La méthode de calcul proposée a été appliquée à l'ensemble de la Seine Maritime. Les valeurs suivantes du coefficient de CHEZY ont été obtenues :

du PK 239 au PK 286 (de Rouen à Mesnil sous Jumièges)

$$C = 49,2$$

du PK 286 au PK 298 (de Mesnil sous Jumièges à Heurteauville)

$$C = 47,8$$

du PK 298 au PK 310 (de Heurteauville à Caudebec)

$$C = 48,7$$

du PK 310 au PK 318 (de Caudebec à Vatteville)

$$C = 47,4$$

du PK 327 au PK 337 (de Courval à Tancarville)

$$C = 48,2$$

du PK 337 au PK 344 (de Tancarville à La Roque)

$$C = 50,6$$

BIBLIOGRAPHIE

- (¹) SCHONFELD : Propagation of tides and similar waves. La Haye 1951.
- (²) PROUDMAN : Dynamical oceanography. Londres 1952.
- (³) LACOMBE : Quelques aspects du problème des marées fluviales et de la formation du mascaret. Paris, 1952.
- (⁴) LE FLOCH : Influence du débit fluvial sur la propagation de la marée dans un estuaire. (2^{me} Communication).

CURRENTS IN TIDAL REACHES OF RIVERS AND THEIR EFFECT ON SHOALING OF SIDE BASINS

C. P. LINDNER *

SUMMARY

The Tidal Reaches of Rivers serve as harbors for much of the world's shipping, both deep water and shallow draft. The cities and communities that are built contiguous thereto utilize them for many purposes such as the disposal of waste and, where the water is sufficiently fresh, for water supplies for various purposes. Often they do not form ideal harbors because of the current velocities, the fluctuation in water surface elevation and the rapid rate of sedimentation that forms shoals which require costly dredging to maintain channels at desired depths. The salinity which penetrates from the sea and the density currents formed by the contrast between the relatively fresh water, the saline water, and the entrained sediment are responsible for the major part of the shoaling in the harbor areas containing mixed fresh and sea water. The paper describes salt water penetration phenomena, discusses the currents in the salt and fresh water and their effects on salinity distribution, and explains the function of density currents in the shoaling process. The occurrence and movement of the density currents is then used to explain the means by which shoaling material is intruded into side basins and channels that contribute essentially no fresh water to the harbor reach. The paper then shows how this knowledge can be employed to assist in maintenance of the harbor area, of which the side basin is an offshoot, with potential savings in dredging costs. Results from prototype and model studies are used for illustration and to support the discussion.

RÉSUMÉ

Les parties d'aval des fleuves à marée servent comme ports à une grande partie du transport du monde, de tirant profond aussi bien que de tirant peu profond. Les villes et les communautés qui se trouvent sur leurs bords s'en servent pour beaucoup de raisons telles que la disposition des eaux d'égout, et quelquefois, quand l'eau est suffisamment douce, comme source d'eau de maints usages. Souvent elles ne forment pas des ports parfaits à cause des vitesses de courant, du niveau changeant de l'eau, et de l'envasement rapide qui produit des bancs qui entraînent ensuite des dragages coûteux pour maintenir les profondeurs désirées dans les voies de navigation. L'eau salée qui pénètre de la mer, et les courants de densité engendrés par la différence entre la densité de l'eau douce, celle de l'eau salée, et celle des sédiments transportés par l'eau sont la cause de la plupart des envasements dans les ports où se trouvent l'eau douce et l'eau salée. Ce rapport décrit les phénomènes des langues salées, il discute les courants dans l'eau salée et dans l'eau douce et leurs effets sur la répartition de la salinité, et il explique le rôle que jouent les courants de densité dans la marche de l'envasement. Il se sert, alors, de l'existence et du mouvement des courants de densité pour expliquer l'intrusion des matériaux d'envasement dans les bassins latéraux et dans les cours d'eau qui n'apportent pas d'eau douce au port. Il montre ensuite comment il est possible de se servir de cette connaissance pour aider au maintien du port dont le bassin latéral est un accessoire, avec des économies potentielles dans le coût du dragage. Les résultats des études faites en prototype et en modèle sont utilisés pour illustrer et pour supporter la discussion.

1. INTRODUCTION

Many of the principal harbors of the world are located on tidal reaches of rivers. In the United States practically all important ocean ports, both deep water and shallow

(*) Chief, Engineering Division, U.S. Army Engineer Division, South Atlantic, Corps of Engineers.

(*) Chef de la Division des Ingénieurs, Division de l'Armée Américaine, Atlantique du Sud, Corps des Ingénieurs.

draft, except those on the St. Lawrence River and the Great Lakes are situated on estuaries. In the early days these were the only places where a ship could find refuge and where materials and commodities could safely be transported to shore. Accordingly settlements and cities were built where relatively firm and fast land was found along the estuarine river sections. Industries were established, first, to serve the needs of the contiguous population. They flourished, multiplied, and expanded because of the availability of labor and water transportation. Ox carts and wagons carried goods both foreign and domestic farther inland to satisfy the needs of those who had settled there. Soon the railroads came and the demand multiplied. Population in the inland areas increased and raw materials were discovered, so great industrial empires developed there also. But the port areas continued to flourish, for needed foreign goods and materials must, of necessity, be funnelled through them, and domestic materials that originate near the coast could be transported by water at comparatively low cost.

The cities situated on estuaries had need for the disposal of waste and sewage. The flowing stream is convenient for that purpose. Industries, also, find it economical to dispose of their wastes in the estuaries. City water supplies, industrial process water, and cooling water are taken from the tidal reaches of rivers where the salinity is sufficiently low. Other uses of the estuaries such as recreational boating, fishing, the harboring of commercial fishing craft, and the serving as avenues of travel to and from commercial fishing grounds, are also of importance to the cities located on their banks. In general, almost the entire economy of such cities depends upon the estuaries. The feature most important to that economy, perhaps, is the harbor navigation channel.

In the early days, before deepening or other improvement of the harbor navigation channels was undertaken, channel depths in most of the principal ports were generally sufficient to accommodate the ships that were then built. The ports had generally been selected on estuaries where the natural depth was adequate. In some instances it was necessary to await high tide to cross a bar or to proceed up an estuary, but the delay was of little economic importance to a ship that required 6 or 8 weeks from port of origin to destination. The estuary dimensions had, during development through the centuries, been adjusted to the fresh water and tidal flow. Sediment carried into the estuary was discharged to the sea. Areas that were scoured were refilled, and areas that built up through deposition were eroded. Thus a condition of relative stability had been attained.

As larger and faster ships were built, it became necessary to deepen the harbor channels to accommodate them. Once these harbor channels were deepened, it was found that the stability had been disrupted, and that the estuaries tended to refill. Thus dredging from time to time was required to maintain the deepened channel. As channels were deepened further the rapidity of shoaling increased, so the maintenance of harbors became highly expensive and posed serious economic problems. This led to the search for the causes of shoaling and for methods whereby the cost of dredging the harbor channels could be reduced.

2. SOURCE OF FINE GRAINED SHOAL MATERIAL

The shoals consisted principally of mud, and evidence available indicated that the fresh water was the principal source whether this fresh water came from headwater discharges or from contributions of the low lands bordering the estuaries. Upon contact and mixing of the fresh water with saline water the colloidal sediment in the fresh water flocculates and it, together with somewhat larger fractions, settles and deposits in shoals. It was difficult to explain, however, how light flocs could be deposited in harbor areas that were turbulent for major portions of the tidal cycle.

3. PENETRATION OF SALT WATER

Intense study has been given in the field and by model studies to the characteristics of the flow of salt water into the estuaries. It is apparent that because of its greater density the salt water will move upstream with the tide in the lower layers of the stream though ocean water may occupy the entire prism near the mouth of an estuary in cases where the relation between the tidal and fresh water flows is such that upstream flow occurs during flood tide at all levels. Where this relation does not prevail the comparatively fresh waters in the upper layers may move outward to the sea while the sea water moves upstream in the lower layers. Under any condition the heavy saline waters move into and up the estuary in the lower layers. Static and dynamic considerations indicate that this heavy saline area, which contributes salt water not only to the harbor in the bottom area but to the fresher layers as well, shallows in an upstream direction to its termination. This has been likened to a wedge and is commonly termed the salt water wedge.

4. THE CLASSIFICATION OF ESTUARIES AND CHARACTERISTICS OF MIXING

Three types of estuaries have been defined on the basis of the character of the salt water penetration and mixing; (1) the stratified estuary; (2) the partially mixed estuary; and (3) the well mixed estuary. The partially mixed classification, of course, applies to any degree of mixing between the first and third types.

4.1. *The Stratified Estuary*

Stratification and the degree of mixing appear to depend upon the relative magnitudes of the tidal and fresh water forces. Where the fresh water flow is high and the tides are low, well defined stratification will occur and the salt water wedge will be apparent. This does not mean that the fresh water layers do not contain salt but that the salt that is stripped from the wedge by the superposed water is well mixed and highly diluted by the large volume of fresh water flow. For this condition to exist the fresh water forces cannot be so high as to drive the salt water in the entire prism out of the estuary.

4.2. *The Well Mixed Estuary.*

In the case of the well mixed estuary the penetration of the salt water often presents the appearance of a near vertical front rather than of a wedge. But despite this it is evident that the source of the salt water must generally be the lower layers, for the sea water is heavier than the relatively fresh water and must move along the bottom forcing the fresh water above it. In the well mixed estuary this is obscured by the mixing that takes place as a result of the turbulence and the differential velocities from top to bottom. An exception to this is the reach near the mouth of the estuary where essentially sea water may occupy the entire prism on the flood tide.

4.3. *The Partially Mixed Estuary and the Identification of the Salt Water Wedge.*

The partially mixed estuary is the more general case, and an analysis of it will enable an understanding of the actions that take place in the other types as well. Figure 1 is a schematic illustration of the distribution of salinity in a partially mixed estuary. It may be seen that salinity increases from top to bottom in the portion of the estuary affected by salt water penetration. Below a given depth in each section

the salinity usually changes very little. It would appear then that a trace of these depths would delineate the salt water wedge which serves as a source of the salinity for almost the entire cross-section of the estuary upstream from the area which is filled completely from the sea. A section occupied only by sea water is not shown on Figure 1 which is drawn on the assumption either that the fresh water flow is sufficient to prevent a reversal of flow or that the tide is beginning to ebb. A line designated the surface of the salt water wedge is shown on the drawing. In a mixed estuary the surface of the wedge is not well delineated as this might lead one to believe. The differential velocity in the various layers causes a turbulent mixing and the salt water stripped from the wedge by the faster moving water above creates a heavier salinity immediately above the wedge than in the higher layers. Thus there is a gradation of salinity near the wedge which makes delineation of the surface of the wedge difficult if not impracticable. Moreover for a distance upstream from the wedge saline water of lesser salinity occupies the section. Often there is little if any difference from top to bottom in this area and where there is a gradation there is no level below which the salinity is relatively constant. These hindrances to the delineation of the salt water wedge in a partially mixed or well mixed estuary have led to the practice of illustrating the salt water penetration into an estuary by means of isohalines.

Field measurements have shown that within the portion of the stream which may be viewed as the salt water wedge the salinity increases from the upstream end of the wedge toward the sea gradually approaching the salt content of sea water. Moreover in the upper layers in a mixed estuary the salt content also increases in a seaward direction. Thus it is evident that isohaline lines will pass through the salt water wedge and rise toward the surface. This can be easily visualized from an inspection of Figure 1. Accordingly isohaline lines do not define the salt water wedge. However were it possible to draw the isohaline lines accurately, especially near the juncture of the wedge and the superposed water, a good indication of the location of the wedge might be obtained from their curvatures.

Salt water is stripped from the surface of the highly saline waters near the bottom by the differential velocities in the vertical, although there may be some effect of diffusion also. It is distributed throughout the remainder of the prism of the stream by turbulence and by the difference in velocities. This salt water mixed with the fresh water flows to the ocean in the upper layers. Therefore a continual supply of salt water must be drawn upstream from the sea within the salt water wedge. This does not mean that the flow near the bottom does not reverse with the tide, but the upstream flow in the lower layers must be greater on the flood tide than the downstream flow

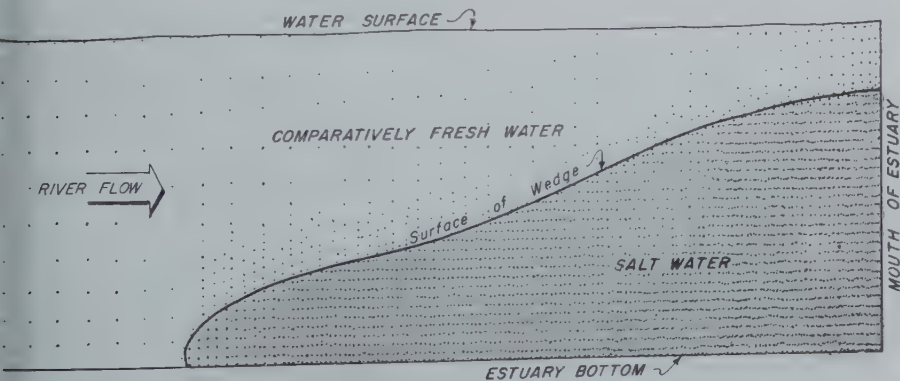


Fig. 1

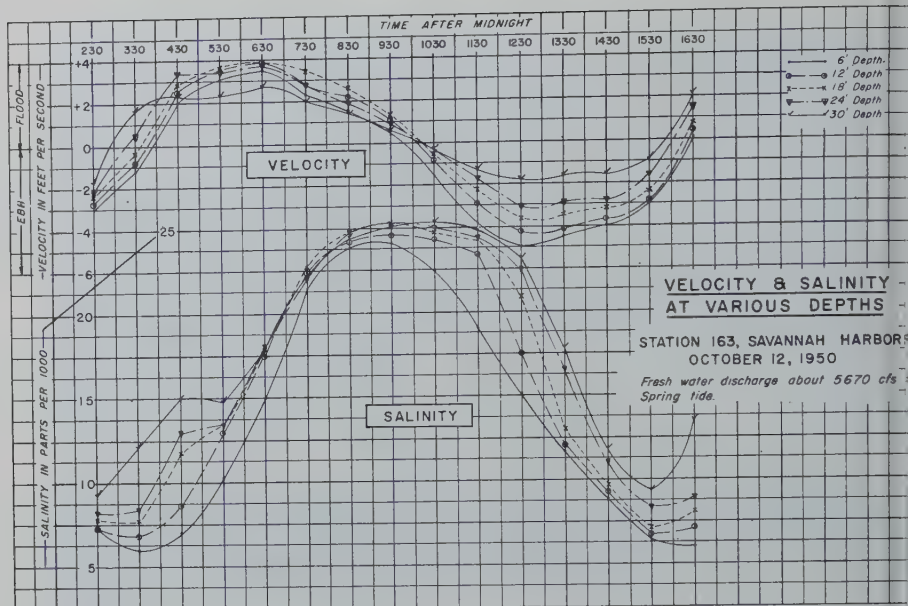


Fig. 2

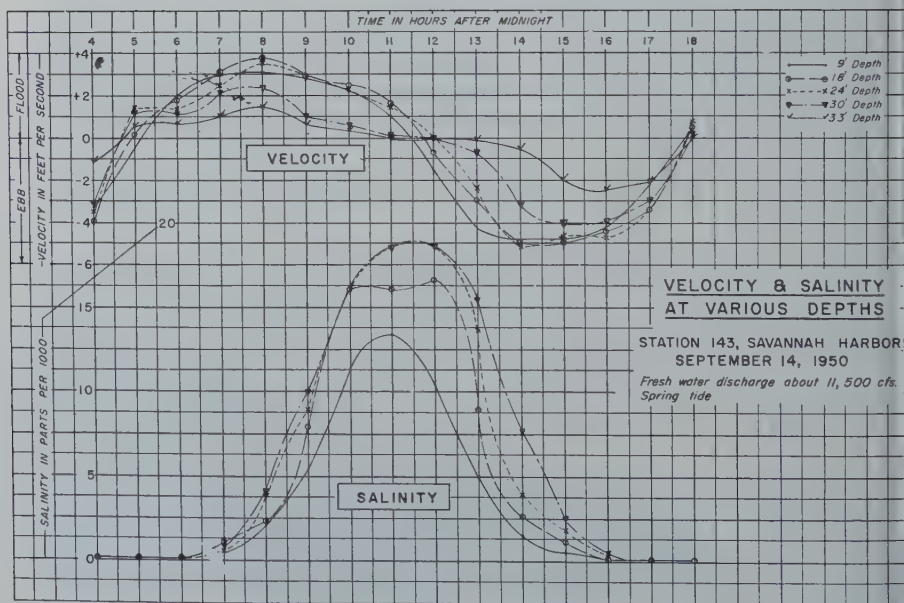


Fig. 3

on the ebb tide. This preponderance of upstream flow near the bottom is shown clearly by the velocity curve for the 30 foot depth on Figure 2. The area between the flood velocity curve for this depth and the zero velocity line is about 620 units, whereas the area between the ebb velocity curve and the zero velocity line is only about 358 units. This shows a preponderance of upstream flow. From this, one might deduce that the salt water wedge could be delineated by observing the preponderance of flow at the various levels. While this might be done for a tideless condition with a constant fresh water flow, Figure 3 indicates that such an attempt would be fraught with failure. It is evident that the salt water wedge reaches Station 143 where the data on Figure 3 were observed, yet the preponderance of flow near the bottom is downstream. The salinity curves show that on ebb tide the salt water wedge is downstream from Station 143 and that on flood tide it advances upstream past that station. In general the preponderance of flow at all levels will be downstream at the point of farthest advance of the salt water wedge, and the preponderance of flow in the bottom layers should be upstream at the point of greatest retreat of the wedge. However, these points change with variations in the tide and the fresh water flow.

5. CHANGING SHAPE OF THE WEDGE TIP

Much discussion that has been published on the salt water wedge has been based on static conditions. Various shapes for the wedge have been shown; and many of the conclusions would apply only to static conditions. The phenomenon that causes the most rapid and perhaps greatest variation from static conditions is the tide. The wedge advances upstream with the rise of the tide and retreats downstream with the fall of the tide. As the salt water advances and retreats along the bottom, the friction causes a variation in shape of the upstream end of the wedge. When the wedge is advancing it is analogous to a meteorological cold front and when it is retreating it is analogous to a warm front, for the movement of salt water in contact with comparatively fresh water and the movement of cold air with respect to warmer air both constitute density currents. The meteorologists have long recognized the difference in shape between cold fronts and warm fronts. It is believed that essentially these shapes describe the upstream ends of the salt water wedge. In accordance with this conception, Figure 4(a) shows the upstream end of the advancing wedge and Figure 4(b) shows the upstream end of the retreating wedge.

6. VARIATION OF SALINITY IN THE WEDGE

It has been mentioned above that the degree of salinity within the salt water wedge increases in a downstream direction. As the wedge is principally sea water at the ocean end of an estuary except at such times as the fresh water flow is sufficient to drive the salt water from the estuary, the wedge is diluted with fresh water in increasing amounts in an upstream direction. No explanation, so far as is known, has been given of the causes of this dilution. Figure 4(a) may furnish a clue. On the advance of the wedge, the bulb of salt water overruns a wedge of fresh water near the bottom. As the bulb of salt water rolls over the fresh water it tends to envelop the latter because of its greater weight. Thus the point of the wedge becomes diluted. There then is a contrast in density between the forward elements in the wedge and succeeding elements, so a similar action takes place between elements in the wedge farther and farther downstream. When the tide changes to ebb the upper levels within the bulb of the wedge move downstream faster than the water in contact with the bottom, so the attenuated shape of the retreating wedge is formed (Fig 4(b)). They also tend to move

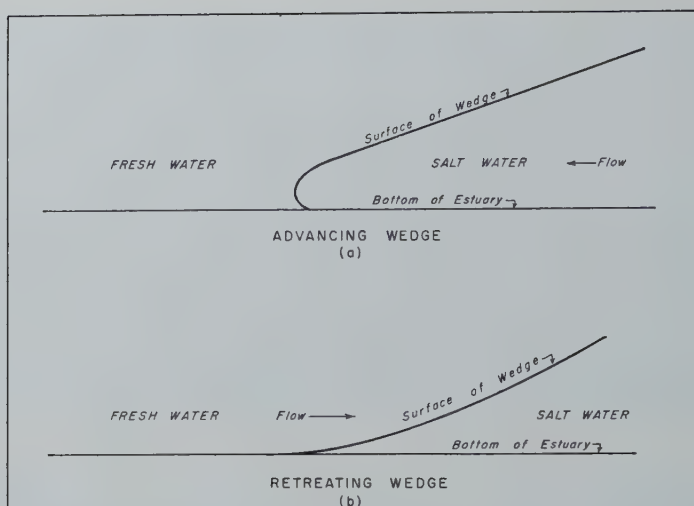


FIG 4

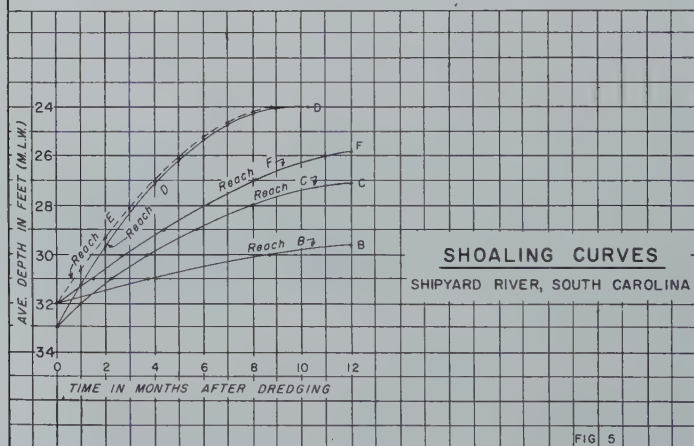


FIG 5

somewhat faster than the heavier salt water downstream, once a seaward slope is set up over the entire stretch occupied by the wedge, because of the lesser contrast in density between the fresh water and the diluted salt water in the wedge. Note that diluted water still remains along the bottom in the attenuated wedge. Accordingly when the tide turns, the heavier salt water downstream overruns the diluted water near the bottom. All these actions cause mixing within the wedge, and as the tide ebbs and flows without cease, the dilution within the wedge attains the condition observed. Though this may not be a complete explanation of the causes of the increasing salinity in a downstream direction within the wedge, for turbulence within the wedge is doubtless a factor, also, as may be other phenomena, it is believed to be a partial explanation.

7. SALINITY ABOVE AND BEYOND THE WEDGE

Figure 1 indicates a measure of salinity beyond the upstream limit of the wedge and at all levels over the wedge. Figures 2 and 3 show that salinity begins to rise at all levels at about the same time. It is doubted that turbulence alone as it exists in the harbors could cause this rapid distribution of salinity or that it could cause the movement of salinity upstream from the wedge. An explanation may be found by examining Figures 2 and 3. For example, the area during the flood tide cycle between the 33 foot depth velocity curve on Figure 3 and the 18 foot depth velocity curve is equivalent to 38,300 feet. This means that if these differences were maintained at all points upstream the water at the 18 foot level would travel 38,300 feet or 7 1/4 miles farther upstream than would the water at the 33 foot level. A substantial difference also exists between the 30 foot level and higher levels. Figure 2 shows a similar difference although not of such magnitude but doubtless the difference would be greater on that figure were the 33 foot depth data available. Though on Figure 3 the salinity did not begin to rise until after the flood tide cycle had begun, for the salt had been swept below Station 143 during the preceding ebb tide, the equivalent distance of travel in the upper levels once the salinity had begun to rise was still substantially greater than in the bottom levels. With differences in equivalent travel distances as illustrated, it is easy to visualize the occurrence of saline water beyond the upstream limit of the wedge. Even though the preponderance of flow in the upper levels may be downstream saline water will exist over most of the wedge, for as the water flows downstream over the wedge it continues to strip salt therefrom and distribute it upward by turbulence and diffusion. Then because of the greater equivalent travel distances in the upper levels, this partially saline water can be carried upstream beyond the farthest advance of the wedge. In the journey upstream it will mix so that salinity will occur throughout the section. This action also explains the rise of salinity at all levels at about the same time, though, in some cases where the difference in equivalent travel distance is small and the change near the bottom from flood to ebb takes place substantially sooner than at other levels, there may be a lag in salinity rise at the higher levels as occurred at Station 163, Figure 2. In this instance, however, it appears that the wedge never retreated below the station, so change from ebb to flood would cause an instantaneous and rapid increase in salinity near the bottom. It should be noted that at about 9 : 00 A.M. essentially sea water occupied the entire section. Accordingly, the base of the wedge was upstream from this point.

8. SEDIMENT ENTRAPMENT

Much of the shoal material in harbor areas consists of fine grained mud. Experience, experiment, and observation indicate that it is produced by flocculation and agglomeration of colloidal and suspended sediment brought into the harbor from fresh water sources. The flocs are quite light, so were it not for the presence of the salt water layer near the bottom and for the ebb and flow of the tide, it is doubtful that they would be deposited in the harbor area but would be carried to the sea by the headwater flow. However the flocs and other fine sediment gradually settle and enter the salt water wedge. Once within the wedge this sediment is trapped therein except for that which enters the salt water segment near the mouth of the estuary and that which may be stripped from the wedge, by the movement of the relatively fresh water above, and retained in these elements until discharged to the sea. The entrapped sediment may be cleaned from the harbor by headwater flood flows sufficient to drive the salt water completely out of the estuary. But at all other times the entrapped sediment remains in the harbor. It surges back and forth in response to the tides and the changes

in fresh water flow. Additional sediment continues to enter the wedge from the upper layers. As a result the consistency of the sediment — water mixture thickens and the viscosity increases. When the mixture is sufficiently thick it will deposit in areas where the current conditions are most suitable, though as the consistency continues to increase the sediment may deposit anywhere in the harbor area.

The mechanism of the entrapment is the salt water wedge and the currents therein. An examination of Figure 2 will show that the areas between the 18, 24, and 30 foot depth velocity curves and the zero velocity axis are greater during the flood cycle than during the ebb cycle. Accordingly the net movement of material suspended at and below these levels will be upstream as long and as far as this preponderance of flood over ebb lasts. On Figure 3, however, it will be found by a comparison of the corresponding flood and ebb areas of the velocity curves that the ebb current preponderates at all levels. Suspended sediment under this condition will have a net downstream movement at all levels. Although the data depicted on Figures 2 and 3 were observed at different times when the fresh water flows and the tides were not identical, they do demonstrate that within an estuary there are net upstream currents near the bottom, that is, within the salt water wedge, and that at some point farther upstream the net movement of the current near the bottom is downstream. The occurrence of a net upstream current within the wedge was deduced previously from the fact that salt water was stripped from the wedge and discharged to the sea with higher water layers, necessitating the replenishment of the salt water in the wedge by inflow from the seaward direction. Also it is apparent that net movement is downstream at points sufficiently removed from the sea that they are beyond the influence of the wedge. Seaward therefrom a location will be found where the net movement of the bottom currents is neither upstream nor downstream, that is, it is zero. It was concluded above that this could well be near the mid point between the limits of advance and retreat of the wedge. Therefore since sediment entering the wedge downstream from the zero point will be carried upstream and that entering the wedge upstream from the zero point will be carried downstream, it will remain in the wedge, except for that portion which is lifted from the wedge by the movement of the superposed water, unless the wedge is driven from the estuary by headwater floods. The trapped sediment will move backward and forward with the reversals of flow caused by the tides always trending toward the location of zero net current movement. As the wedge retreats from this location the sediment that has reached that point will retreat also, but it will return with the advance of the wedge on the next flood tide. It should be recognized, however, that the location of the zero bottom-net-current movement is not a fixed one. It changes with variations of the tide and of the fresh water flows. Accordingly the heaviest bottom sediment concentration is distributed over a substantial distance in the harbor area. But the principal impression intended to impart here is that of concentrating sediment, held within the salt water wedge, moving in response to the tides backward and forward within the harbor channels until portions of it adhere to the bottom to form shoals.

9. THE SHOALING OF SIDE BASINS

In harbor areas many side basins are to be found. Some of these may be natural arms of the estuary, and others have been formed by dredging or diking to serve as anchorage basins or slips. Generally these side basins have essentially no tributary drainage areas, so they have no separate sources of shoaling sediment. Despite this, in estuaries where mud shoaling occurs, the side basins also shoal with similar material, and frequent dredging or dragging is required to maintain needed depths.

Shipyard River, a branch of the Charleston, South Carolina, harbor, is a side

basin of this type. The shoaling has been so rapid that the maintenance of navigable depths has been expensive. The results of a study, by the Charleston District, Corps of Engineers, U.S. Army, of shoaling rates in Shipyard River are shown on Figure 5. The portion of the river in which the project channel is located was divided into reaches for the purposes of the study. Reach B extends from the mouth of Shipyard River 1200 feet toward the Cooper River Channel of Charleston Harbor. The other reaches are lettered progressively upstream to the head of the project channel in Shipyard River. It is apparent that very frequent dredging is required to maintain the 30 foot project depth even when the channel is deepened to 32 and 33 feet during dredging operations. The curves show that the deeper the channel the higher the shoaling rate except that above a given depth shoaling ceases or occurs at very low rates. For reaches D and E this depth appears to be about 24 feet, but in the other reaches the limiting depth or depths was not attained in the 12 month period represented on the chart. The limiting depth in a side basin probably represents the elevation at which there is only infrequent penetration of the salt water wedge from the main estuary into the side basin.

Though the side basins have practically no tributary drainage areas from which shoaling material is derived; as illustrated by Shipyard River, they do shoal—many of them rapidly. It is evident, then, that the shoaling material must come from the main estuary channel. The sediment entrapped in the salt water wedge of the estuary serves as a major source of the sediment that shoals the side basins. As mentioned the sediment enters the salt water wedge in the estuary where headwater flow is available to supply sediment. It remains in the wedge and flows back and forth with the tide. When the wedge moves upstream with the flood tide the wedge branches into side basins, that have depths extending below the top of the wedge, carrying the sediment with it. In this way ample sediment is presented to the side basins to cause the shoaling experienced.

10. MEASURES FOR REDUCING CHANNEL MAINTENANCE

Where the principal source of sediment in a side basin is the salt water wedge of the main estuary, shoaling in the side basin can be reduced by construction of a lock at the entrance to the basin designed for that purpose. Flushing facilities are required that introduce top water at or near the surface in the lock. Discharge ports located along the bottom must be provided to carry the sediment laden wedge water back to the main estuary. Such a structure could be economically justified only where the side basin or branch channel is of substantial size and the cost of maintenance is inordinately high. Where shoaling is so great as to cause maintenance of the side basin to be impracticable, the lock may be the only available solution. Before a lock structure for this purpose is adopted, extensive studies of the conditions in the estuary and the side basin should be conducted to insure that the structure is the appropriate remedy. Model studies should be conducted also to ascertain the best methods and locations for introducing the flushing water and the optimum design and locations of the discharge ports.

The knowledge that the sediment is entrapped in the salt water wedge and fluctuates upstream and downstream along the channel bottom has been utilized in studies of Savannah Harbor, Georgia. Here Front River is the main harbor channel and Back River branches from it, downstream from the most troublesome shoaling area. With the hope of reducing maintenance requirements of the main channel and the overall cost of dredging, and of solving a difficult spoil disposal area problem, model studies were conducted at the U.S. Waterways Experiment Station to determine whether a major portion of the sediment could be induced to enter a side basin con-

structed in Back River. There dredging could be done economically in a restricted area to maintain the side basin in a condition to receive additional sediment from the main channel. Also, spoil disposal areas were conveniently situated with respect to the side basin.

Previous experience, studies, and literature had shown that a branch channel tends to withdraw the water and sediment from near the bottom thereby diverting the sediment from the main channel. Had this not been known the branch channel sediment basin arrangement for reducing maintenance dredging would not have been investigated. The model tests revealed that the sediment was in fact drawn into the sediment basin of the branch channel. It was found also that the greatest effect of relieving the main channel of sediment was to be had with a flood gate constructed across Back River (the branch channel) upstream from the sediment basin. This gate would permit flood tide flows to move upstream past the gate but would prevent the ebb tide flows from returning down Back River. With this plan installed in the model only 40 percent of the amount of sediment that was in the main harbor channel without the plan remained there. Sixty-five percent entered Back River and the sediment basin. It may be noted that the total amount of sediment in the main channel and in Back River was 105% of the amount that was in the main channel without the plan. This resulted because the sediment basin and branch channel induced sediment that was not in the main channel originally to enter the main or branch channels.

The tests demonstrated that the sediment in the main harbor channel was reduced drastically by the branch channel — sediment basin plan. Whether or not adoption of the plan would be justified will depend upon the cost of its construction and upon the amount by which the cost of dredging from the main channel exceeds the cost of dredging from the sediment basin. Under any condition the seriousness of the disposal problem would be eased by the plan.

11. CONCLUSION

The realization that sediment is trapped in the salt water wedge of an estuary will be helpful in many harbor areas. That it may reveal the source of shoaling, previously hidden, is a step toward problem solution or recognition that solution may be impracticable in the light of existing economic considerations. It has been shown above, however, that practicable measures are available for reducing shoaling or lowering maintenance costs where conditions are suitable for their adoption. As situations everywhere differ, other effective measures may be found. But without a knowledge of the phenomena and actions described herein it is certain that many efforts would be wasted, much costly work would be ineffective, and attempts to derive solutions would often be frustrated.

REFERENCES

1. BAFHR, Jerome C. Penetration of Salt Water and Its Effect on Tidal Areas of the United States of America, Permanent International Association of Navigation Congresses, XVIIIth. International Navigation Congress, Rome, 1953, Section II.
2. FARMER, Harlow G. The Salt Wedge Proceedings of the Third Conference on Coastal Engineering, Cambridge, Mass., October 1952.
3. HAMADA, Tokuchi. Penetration of Salt Water into Estuarial Ports, Permanent International Association of Navigation Congresses, XVIIIth. International Navigation Congress, Rome, 1953, Section II.
4. KETCHUM, Bostwick H. Circulation in Estuaries, Proceedings of the Third Conference on Coastal Engineering, Cambridge, Mass., October 1952.

5. LINDNER, C.P. Diversions from Alluvial Streams, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, 1953.
6. LINDNER, C.P. Intrusion of Sea Water in Tidal Sections of Fresh Water Streams, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 79, Separate N° 358, Nov. 1953.
7. NOTENBOOM, N. and SCHÖNFELD, J.C. The Penetration of Sea Water into Inland Water Situated Beyond Shipping Locks, Permanent International Association of Navigation Congresses, XVIIIth. International Navigation Congress, Rome, 1953, Section II.
8. PETERSON, Knut E. Penetration of Salt Water in Tidal Rivers and Their Tributaries, in Maritime Canals, and in Ports, Permanent International Association of Navigation Congresses, XVIIIth. International Navigation Congress, Rome, 1953, Section II.
9. PRITCHARD, D.W. Estuarine Circulation Patterns, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 81, Separate N° 717, June 1955.
10. SCHULTZ, E.A. and SIMMONS, H.B. Fresh Water — Salt Water Density Currents, A Major Cause of Siltation in Estuaries, Technical Bulletin N° 2, April 1957, Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, U.S. Army.
11. SIMMONS, H.B. Salinity Problems, Proceedings of the Second Conference on Coastal Engineering, Houston, Texas, Nov. 1951.
12. SIMMONS, H.B. Sedimentation in Estuaries, Permanent International Association of Navigation Congresses, XVIIIth. International Navigation Congress, Rome, 1953, Section I.
13. STOMMEL, Henry. The Role of Density Currents in Estuaries, Proceedings, International Association for Hydraulic Research, Minneapolis, Minn., Sept. 1953.
14. VAN VEEN, J. The Penetration of Sea Water into Dutch River Mouths and Estuaries, Permanent International Association of Navigation Congresses, XVIIIth. International Navigation Congress, Rome, 1953, Section II.
15. Bibliography on Tidal Hydraulics, Report N° 2 and Supplements Nos. 1, 2 and 3, Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, U.S. Army.
16. Evaluation of Present State of Knowledge of Factors Affecting Tidal Hydraulics and Related Phenomena, Report N° 1, Feb. 1950, Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, U.S. Army.

INFLUENCE DU DEBIT FLUVIAL SUR LA PROPAGATION DE LA MAREE DANS UN ESTUAIRE

J. LE FLOCH

RÉSUMÉ

La solution des équations de propagation de la marée pour un canal à variation de largeur exponentielle schématisant un estuaire a été présentée dans une première communication. Le même problème est repris ici en prenant en considération l'influence du débit fluvial. Les résultats obtenues devant être appliqués à la partie amont de la Seine Maritime, et celle-ci se terminant par le barrage de Poses, c'est seulement pour le cas d'un canal exponentiel fermé à une extrémité que la solution est présentée, mais les indications données permettent de calculer la solution pour le cas général. D'autre part le problème de la linéarisation du frottement est également abordé.

Nous avons proposé dans une autre communication une méthode d'étude de la propagation de la marée utilisable dans le cas assez fréquent en pratique où l'estuaire étudié peut être assimilé à un ou plusieurs canaux à variation de largeur exponentielle. L'application des résultats obtenus à la Seine Maritime pouvait être envisagée dans la plus grande partie de celle-ci, sans faire intervenir l'influence possible du débit fluvial, celui-ci étant très faible dans les cas pratiques étudiés.

La solution générale des équations du mouvement calculée pour un canal à fond horizontal et variation de largeur exponentielle a été établie en utilisant l'artifice habituel de la linéarisation du frottement. La force de frottement est alors représentée par qu , u étant la vitesse instantanée, au lieu de

$$\frac{g u |u|}{C^2 h_0}$$

(C : coefficient de CHEZY, h_0 profondeur moyenne). On doit alors considérer q comme proportionnel à la vitesse moyenne dans la section étudiée et lorsque cette vitesse au milieu de la section est représentée par : $A \cos \omega t$, on prend généralement :

$$q = \frac{8}{3\pi} \frac{gA}{C^2 h_0}$$

Cette formule s'établit facilement en écrivant que le travail de la force qu pendant un cycle de marée est égal à celui de la force :

$$\frac{g u |u|}{C^2 h_0}$$

Si l'on considère le cas où la vitesse est de la forme :

$$u = a_0 + A \cos \omega t$$

la valeur absolue $|u|$ de cette vitesse peut s'écrire :

$$|u| = |a_0| + \frac{2A}{\pi} + \frac{4A}{3\pi} \cos 2\omega t - \frac{4A}{15\pi} \cos 4\omega t + \dots$$

et il est alors nécessaire de prendre pour $u |u|$, en ce qui concerne le terme de pulsation ω :

$$A \cos \omega t \cdot \left[|a_0| + \frac{8A}{3\pi} \right]$$

ce qui conduit pour Q à l'expression :

$$Q = \left[\frac{8A}{3\pi} + |a_0| \right] \frac{g}{C^2 h_0}$$

On voit immédiatement que l'influence du terme a_0 peut être très importante. Dans le cas de la Seine Maritime, et pour les exemples donnés par ailleurs, il a été nécessaire d'en tenir compte pour le calcul du coefficient de CHEZY connaissant Q , bien que le débit fluvial n'ait été pour les cas traités que de 250 m³/s.

On peut alors se demander si la solution générale des équations du mouvement calculée sans tenir compte de l'influence du débit fluvial ⁽¹⁾ peut être appliquée sans risque d'erreur à la partie amont de la Seine Maritime. Ainsi sur les 37 derniers kilomètres de la Seine Maritime (du point 239 au point 202 c'est à dire de Rouen à Poses) le débit maximum associé à M2 varie entre zéro (barrage de Poses) et environ 600 m³/s. Dans cette région il est donc possible que dans les équations du mouvement écrites sous la forme générale donnée par SCHONFELD ⁽²⁾ :

$$\frac{dQ}{dx} + b i \omega H = s$$

$$\frac{dH}{dx} + \frac{1}{g b h_0} (i \omega + Q) Q = j$$

nous n'ayons pas le droit de considérer les seconds membres s et j comme nuls, comme nous l'avons fait dans le calcul de la solution générale pour un canal de largeur $b = \lambda e^{\theta x}$ et de profondeur constante. La schématisation de la Seine Maritime entre Rouen et Poses par un canal exponentiel $b = \lambda e^{\theta x}$ s'adaptant très bien à la réalité, cette influence possible des seconds membres s et j méritait un examen détaillé.

Pour calculer la solution des équations avec second membre ci-dessus, on partira de la solution des équations sans second membre :

$$H = C_1 \frac{(i \omega + Q) (C_2 - \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2 \mu (i \omega + Q)} e^{\left[-\theta + \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i \omega + Q) \right] x}$$

$$+ C_1 \frac{\theta g h_0 \lambda - (i \omega + Q) (C_2 + \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2 \mu (i \omega + Q)} e^{-\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i \omega + Q) x}$$

$$Q = C_1 \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i \omega + Q)] [C_2 - \mu]}{\theta g h_0 \lambda - 2 \mu (i \omega + Q)} e^{\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i \omega + Q) x}$$

$$+ C_1 \mu \frac{\theta g h_0 \lambda - (i \omega + Q) (C_2 + \mu)}{\theta g h_0 \lambda - 2 \mu (i \omega + Q)} e^{\left[\theta - \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i \omega + Q) \right] x}$$

en traitant C_1 et C_2 non plus comme des constantes mais comme des fonctions de x .

Les notations employées ici sont les mêmes que dans la communication présentée par ailleurs : la largeur est représentée par

$$b = \lambda e^{\theta x}$$

la profondeur moyenne par h_0 et μ doit être tel que :

$$\mu^2 \frac{i \omega + Q}{g h_0 \lambda} - \mu \theta - i \omega \lambda = 0$$

La hauteur à $x = 0$ étant représentée par

$$h_0 + A \cos \omega t,$$

Y_0 étant l'admittance complexe à l'origine, et q le débit fluvial :

$$\begin{aligned} j &= \frac{1}{2} A (i\omega + \varrho) \frac{q}{gh_0^2 \lambda} \frac{(i\omega + \varrho) (Y_0 - \mu)}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-2\theta + \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \\ &\quad + \frac{1}{2} A (i\omega + \varrho) \frac{q}{gh_0^2 \lambda} \frac{\theta gh_0 \lambda - (i\omega + \varrho) (Y_0 + \mu)}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-\theta - \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \\ s &= \frac{1}{2} A \frac{i\omega q}{gh_0^2 \lambda} \frac{[\theta gh_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)] [Y_0 - \mu]}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-\theta + \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \\ &\quad + \frac{1}{2} A \frac{i\omega q}{gh_0^2 \lambda} \mu \frac{\theta gh_0 \lambda - (i\omega + \varrho) (Y_0 + \mu)}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-\theta - \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \end{aligned}$$

On arrive ainsi à des résultats qui ne se prêtent aux applications numériques qu'au prix de calculs assez laborieux. En pratique on peut rechercher quelques simplifications.

Le terme s est introduit lorsque l'on ne peut confondre la charge H et la hauteur. Dans le cas envisagé ici :

$$s = bi\omega - \frac{1}{g} v_0 v_1$$

V_0 étant le courant fluvial et v_1 le courant dû à M2 (sous forme complexe). Ce terme s pourra donc être négligé. Mais il n'en est pas de même du terme j qui est assez important même lorsque l'on ne considère que d'assez faibles débits du fleuve.

Dans ces conditions la solution générale se simplifie. Dans le cas de la Seine Maritime l'existence du barrage de Poses permet une simplification supplémentaire. L'admittance complexe Y_0 à $x = 0$, c'est à dire à Poses est nulle.

On a donc pour j :

$$\begin{aligned} &= -\frac{1}{2} A (i\omega + \varrho) \frac{q}{gh_0^2 \lambda} \frac{\mu (i\omega + \varrho)}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-2\theta + \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \\ &\quad + \frac{1}{2} A (i\omega + \varrho) \frac{q}{gh_0^2 \lambda} \frac{\theta gh_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-\theta - \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \end{aligned}$$

La solution des équations du mouvement est alors donnée par :

$$\begin{aligned} H &= -C_1 \mu \frac{(i\omega + \varrho)}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-\theta + \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \\ &\quad + C_3 \frac{i\omega + \varrho}{\theta gh_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[-\theta + \frac{\mu}{gh_0 \lambda} (i\omega + \varrho)\right] x} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + C_1 \frac{\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{-\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x} \\
& - C_3 \frac{i\omega + \varrho}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{-\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x} \\
Q = & - C_1 \mu \frac{\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x} \\
& - C_3 \frac{\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x} \\
& + C_1 \mu \frac{\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[\theta - \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) \right] x} \\
& - C_3 \mu \frac{i\omega + \varrho}{\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)} e^{\left[\theta - \frac{\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) \right] x}
\end{aligned}$$

avec, lorsque la hauteur à $x = 0$ est représentée par $A \cos \omega t$:

$$\begin{aligned}
C_1 = & \frac{1}{2} A \\
& + \frac{1}{4} \frac{Aq}{h_0} (i\omega + \varrho) \frac{\mu (i\omega + \varrho)}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{\left[-2\theta + \frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) \right] x} - 1 \right] \\
& - \frac{1}{2} \frac{Aq}{h_0} \frac{1}{g h_0 \lambda \theta} (i\omega + \varrho) \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)]^2}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{-\theta x} - 1 \right] \\
& - \frac{1}{2} \frac{Aq}{h_0} \frac{1}{g h_0 \lambda \theta} (i\omega + \varrho) \frac{\mu^2 (i\omega + \varrho)^2}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{-\theta x} - 1 \right] \\
& - \frac{1}{4} \frac{Aq}{h_0} (i\omega + \varrho) \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)]}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{-\frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) x} - 1 \right] \\
C_3 = & - \frac{1}{2} \frac{Aq}{g h_0^2 \lambda \theta} \mu^2 (i\omega + \varrho)^2 \frac{\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{-\theta x} - 1 \right] \\
& - \frac{1}{2} \frac{Aq}{g h_0^2 \lambda \theta} (i\omega + \varrho) \mu \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)]^2}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{-\theta x} - 1 \right] \\
& + \frac{1}{4} \frac{Aq}{h_0} \frac{[\theta g h_0 \lambda - \mu (i\omega + \varrho)]^2}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{\left[-\frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) \right] x} - 1 \right] \\
& + \frac{1}{4} \frac{Aq}{h_0} \frac{\mu^2 (i\omega + \varrho)^2}{[\theta g h_0 \lambda - 2\mu (i\omega + \varrho)]^2} \left[e^{\left[-2\theta + \frac{2\mu}{g h_0 \lambda} (i\omega + \varrho) \right] x} - 1 \right]
\end{aligned}$$

Dans le cas général le calcul doit évidemment être conduit en utilisant pour j l'expression dans laquelle l'admittance complexe Y_0 n'est pas nulle.

Les résultats obtenus ont été appliqués à la partie amont de la Seine Maritime entre Rouen et le barrage de Poses. Le calcul a été fait d'une part pour un débit fluvial nul, et d'autre part pour un débit normal de $250 \text{ m}^3/\text{s}$. L'influence de ce dernier est assez faible. L'onde se propageant vers l'amont a une célérité moyenne plus faible que celle allant vers l'aval. L'amortissement de l'onde incidente est plus grand en présence de débit fluvial que lorsque celui-ci est nul. L'inverse est observé pour l'onde réfléchie. La méthode proposée présente l'intérêt de permettre de calculer ces variations. Connaissant les hauteurs par débit nul, l'influence d'une crue peut être calculée. Il est alors nécessaire de commencer les calculs en un point situé suffisamment en aval pour lequel on peut considérer que l'onde incidente (venant du large) n'est pas modifiée, hypothèse admissible pour les points situés près de l'embouchure.

Dans le cas de la Seine Maritime, et pour les débits voisins de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, le calcul montre que l'étude de la propagation de la marée peut être conduite en utilisant la solution des équations du mouvement établie sans tenir compte du débit fluvial. Cependant, celui-ci doit toujours être pris en considération de façon indirecte, pour le passage du coefficient de CHEZY au frottement linéarisé ϱ comme le montre le simple examen de la formule :

$$\varrho = \left[\frac{8\bar{u}}{3\pi} + |a_0| \right] \frac{g}{C_2 h_0}$$

présentée au début de cette communication. Ainsi une estimation de ϱ/ω entre Poses et Rouen conduit à un chiffre de :

$$\frac{\varrho}{\omega} = 2,50$$

avec un coefficient de CHEZY égal à 51, lorsque l'on ne tient pas compte de a_0 . Pour un débit de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, a_0 est voisin de $0,25 \text{ m/s}$, et ceci conduit à prendre finalement : $\varrho/\omega = 3,82$. Une telle différence a évidemment une très forte influence sur les résultats des calculs numériques.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) J. LE FLOCH : Propagation de la marée dans un canal à variation de largeur exponentielle. Application à la Seine Maritime. (1^{er} communication)
 (2) SCHONFELD : Propagation of tides and similar waves.

La Haye 1951

THE TIDAL CURRENTS IN THE SOUTHERN PART OF THE SUEZ CANAL

SELIM A. MORCOS

Oceanography Department, Alexandria University

RÉSUMÉ

Il n'existe pas d'observations directes des courants dans le canal de Suez depuis Lemasson (1908) et Gruvel (1936). Plusieurs observateurs (Fox 1926, Vercelli 1927, Wüst 1934, Faouzi 1951, Morcos 1960) ont pu déduire de la distribution de la salinité, le mouvement de l'eau dans le canal. Comme l'amplitude de la marée est relativement faible à Port-Saïd (environ 30 cm) en comparaison avec celle de Suez (80 cm au minimum et 140 cm aux marées d'équinoxe), elle joue un rôle réduit dans l'induction des courants dans la partie Nord du canal.

Cette étude utilise les résultats des observations de courants fournies par l'Administration du Canal.

a) Enregistrement continu automatique par moulinet à Kosbri (Km 149.800) de 1933 à 1935 et à Ferdan (Km 64.650) au cours de 1935.

b) Mesures journalières de la vitesse et de la direction du courant à huit stations et à quatre profondeurs de 1944 à 1950 par un appareil pour la mesure du courant. Les résultats des mesures au cours d'une année complète (1.12.48 à 30.11.49) aux trois stations méridionales, caractérisés par le mouvement de flot et de jusant de la marée semi-diurne sont donnés par la figure 2.

La partie sud du canal de Suez présente une des meilleures conditions naturelles pour l'étude des courants alternatifs et de l'influence perturbatrice des courants non de marée sur eux, particulièrement sur leurs vitesses et durées.

a) Au lieu d'avoir des courants de flot et de jusant de force approximativement égale la figure 2 indique que la moyenne mensuelle de la vitesse maxima du courant dirigé vers le Nord à Shalloufa et Goneffe, subit des fluctuations saisonnières avec un minimum en Septembre et un maximum en Janvier. La conclusion est opposée pour le courant vers le Sud. Le courant résultant, et par conséquent le courant non de marée, est dirigé vers le Nord, sauf en Juillet, Août et Septembre où il se dirige vers le Sud.

b) L'enregistrement continu par moulinet Idrac à Koubri montre que la durée du courant de flot est de 52 %, du courant d'ébée de 33 %, et des étales 15 % du temps total au cours des trois années. La durée moyenne du flot présente un maximum en hiver (9 h. 19 en mars 1934) et un minimum en été (4 h. 41 en août 1934). La plus longue « chaîne » de courants Nord observés dura 38 h. 40 m. sans renversement du sens en mars 1934. Le courant d'ébée montra une durée maximum de 7 h. 06 en juillet 1935, avec un minimum de 0.55 m. en mai 1933.

Remarques additionnelles

1. Le vent du Nord soufflant sur la zone du canal de Suez présente sa fréquence maximum en septembre

2. Le niveau moyen de la mer à Suez est plus élevé qu'à Port-Saïd excepté en été. Il est supérieur de 36 cm en mars et avril, et 2,3 cm inférieur en septembre (moyenne de 14 avril 1924-1937).

3. La salinité dans le Petit Lac Amer tombe de 48 ‰ en été à moins de 43 ‰ dans le reste de l'année. Le plus haut degré de salinité se déplace vers le sud en été, tandis que l'eau moins saline de la baie de Suez est poussée vers le Nord le reste de l'année.

SUMMARY

No direct observations of the currents in the Suez Canal appeared in oceanographic literature, since Lemasson (1908 and Gruvel (1936). From the distribution of salinity in the Canal, many observers (Fox 1926, Vercelli 1927, Wüst 1934, Faouzi 1951, Morcos 1960) were able to describe the water movement in the Canal.

Since the tidal range is relatively small at Port-Saïd (about 30 cm.), in comparison with that at Suez (80 cm. neap range and 140 cm. spring range), it plays a smaller role in inducing currents in the northern part of the Canal.

This study makes use of two records of currents, kindly provided by the Suez Canal authority :

a. Continuous automatic registration by Idrac currentmeter at Koubri (Km. 149.800) during 1933-35 and at Ferdan (Km. 64.650) during 1935.

b) Daily measurements of the velocity and direction of the current at eight stations and four depths from 1944 to 1950, by a submergee free-drifting biplane-shaped current drag. From a complete one-year set of daily observations (1.12.1948 to 30.11.1949), the results of the three southern stations, dominated by reversal semi-diurnal tidal current, are plotted in Figure 2.

The southern part of the Suez Canal offers one of the best natural conditions for the study of the reversing tidal currents, and the disturbing influence of the non-tidal currents on them, particularly on their velocity and duration:

a. Instead of having flood and ebb currents of approximately equal strength, Figure 2 indicates that the monthly average of maximum velocity of the northward current at Shalloufa and Geneffe shows clear seasonal variation between the minimum in September and the maximum in January.

The opposite picture is demonstrated by the southward current. The resultant current, and hence the non-tidal current, flow to the north, except in July, August and September when it is reversed to the South.

b. The continuous registration by Idrac currentmeter at Koubri, shows that the duration of the flood current is 52 %, the ebb current 33 %, and the slack 15 % of the total time registered in three years. The average duration of flood current has a maximum in winter (9 h., 19 m. in March 1934), and minimum in summer (4 h., 41 m. in August 1934). The ebb current shows the opposite picture (2 h., 30 m. in February and 5 h., 08 m. in August 1934). The most long «chain» of northward current observed, lasted 38 h., 40 m. without reversal of current in March 1934. The Southward current showed a maximum duration of 7 h., 05 m. in July 1935. The minimum duration of the Northward current was 55 m. in May 1933.

Additional remarks :

1. The northern wind blowing on the Suez Canal area reaches its maximum frequency in September.

2. The mean sea level at Suez is higher than Port-Said except in summer. It is 36 cm. higher than Port-Said in March and April, and 2,3 cm. lower than Port-Said in September (average of 14 years 1924-1937).

3. The salinity in the Little Bitter Lake, drops from about 48 ‰ in summer to less than 43 ‰ in the rest of the year. The highly saline water of the Great Bitter Lake moves to the south in summer, while the less saline water of the Suez Bay is pushed northward in the rest of the year.

1. INTRODUCTION

The problem of the tidal currents in the Suez Canal is scarcely treated in oceanographic literature. It is only in LEMASSON (1908) & GRUVEL (1936) that direct observations of the currents in the Canal were studied. From the distribution of salinity in the Canal, some investigators (FOX 1926, VERCELLI 1927, WÜST 1934, FAOUZI 1951, and MORCOS 1960) were able to conclude that the water of the Canal moves towards the north all the year except in two or three months during July, August and September, when the current is set in the opposite direction towards the Red Sea.

The present work is a part of a study on the regime of currents in the canal at different months, to find out its effect on the seasonal variation and distribution of salinity along the canal. Since the tidal range is relatively great at Port-Teufik near Suez (about 80 cm neap range and 140 cm spring range) in comparison with that at Port-Said (about 30 cm), it plays a greater role in inducing currents in the southern part of the canal, where strong semidiurnal reversing tidal currents are a characteristic feature. The part of the canal south of the Bitter Lakes, has a rather simple and uniform construction and does not exhibit the many complicated factors normally encountered in tidal estuaries. This introductory study is presented in order to raise the interest in the hydrographical problems of the Suez Canal, which offers indeed, one of the best natural conditions for the study of tidal currents and relative problems.

2. METHODS OF RECORDING CURRENTS

Two different methods were used at different times by the Suez Canal authorities to obtain regular records of currents in the Canal.

A. Continuous automatic registration by IDRAC current meter at Koubri (km 149.800) ⁽¹⁾ for three years 1933-1935, and at Ferdan (km 64.650) for one year 1935. This current meter allows a continuous and automatic registration of the velocity and direction of the current (IDRAC, 1938 and ROUCH, 1948). A summary of the results was given in the reports of the Suez Canal «Commission Consultative Internationale des Travaux, Réunion 1936». Unfortunately, the two current meters were not checked and calibrated regularly. This renders the results less valuable, especially in comparing the two stations.

B. Daily measurements of the velocity and direction of the current in eight stations and four depths (1.5, 4, 8 and 11 m) from 1944 to 1950. The method of measuring the current made use of a submerged free-drifting biplaneshaped current drag, which is attached by a line to a buoy, the positive buoyance of which is just enough to support the drag. The line between the buoy and the drag is adjusted so that the drag is at the

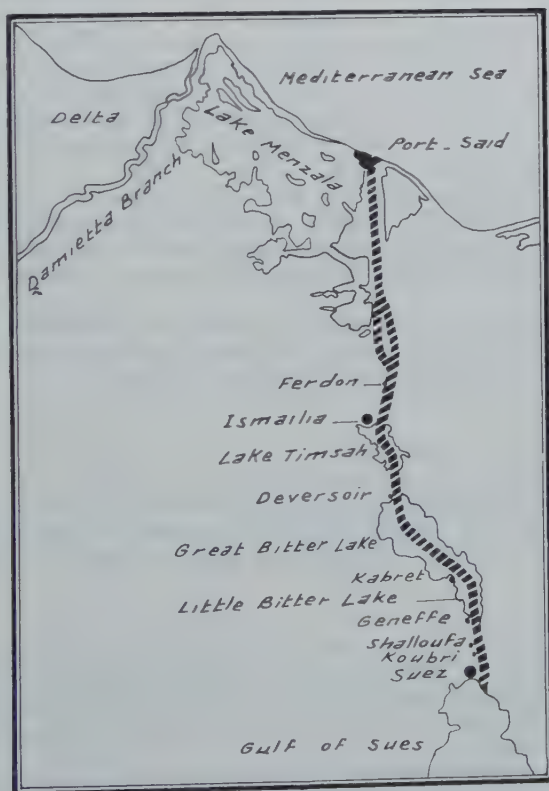


Fig. 1. Position of Stations

⁽¹⁾ The positions of the stations are given in the charts of the Suez Canal Organisation, as the distance in kilometers measured to the south from the Light House in Port-Said.

depth at which current measurements are to be made. From the distance and direction of the drift over a given time interval, the current velocity at a given depth can be determined. A modified method was developed later by PRITCHARD & BURT (1951) who instead of letting the drag drift freely, they attached it directly to a hydrographic wire, without a buoy, the force of the water motion on the drag is then obtained by measurement of the wire angle at the surface.

3. RESULTS

Through the kindness of the Suez Canal Organisation, I got a complete set of the latest daily observations of currents from 1.12.1948 to 30.11.1949. These records give the direction and velocity of the current in meters/hour, at four depths, at eight stations. At the five stations north of the Great Bitter Lake, the measurements were made simultaneously once every day at 9.00 A.M. In the three stations south of the Great Bitter Lake, where the reversal semidiurnal tidal currents are very predominant, the observations were made twice a day, one at the maximum flood current towards the north, the other at the maximum ebb current towards the south. The time of observations differed therefore from one day to another but the difference in time of daily observations in the three stations was very small or almost negligible. For the purpose of this paper, the discussion will be limited to the results of the three southern stations. They are : *Kabret* (km 120.827) between the Great and Little Bitter Lakes, *Geneffe* (km 133.950) at the southern end of the Little Bitter Lake, and *Shalloufa* (km 146.125) about 15 km north of the opening of the Canal in the Suez Bay. The position of the stations are shown in Fig. 1.

Table 1 gives the monthly average of the maximum current velocity, calculated from the daily observations at the three stations, and at 4 m depth. Positive values are assigned for northward current and negative values for the southward current. The difference between them is given as the resultant current. (The results are plotted in Fig. 2).

Every time the current was measured, the water level was recorded. The monthly averages of the water level at flood and ebb strengths were calculated from the daily observations at the three stations, and are plotted in Fig. 3.

4. CHARACTERISTICS OF THE CURRENTS

The Canal south of the Great Bitter Lake is predominated by strong tidal currents, which are subject to the disturbing influence of non-tidal currents which affect the regularity of their occurrence, especially with regard to velocity and duration.

4.1 Velocity

Instead of having flood and ebb currents of approximately equal strengths, Fig. 2 indicates that the monthly average of maximum velocity of the northward current at Shalloufa and Geneffe shows clear seasonal variation between the minimum in September and maximum in January. The opposite picture is demonstrated by the southward current.

MARMER (1932) noted that from the observations made at any point in a tidal stream, the tidal and non-tidal currents may be readily disentangled. The strength of tidal current will be given by half the sum of the observed flood and ebb strengths, while the velocity of the non-tidal current will be given by half the difference between the observed flood and ebb strengths. Applying this to the results in Table I, the maximum velocity of the tidal current is found to have an annual average value of about

TABLE I

The monthly averages of maximum velocities of Currents in cm/Sec.

Month	Shalloufa (km 146.125)			Geneffe (km 133.950)			Kabret (km 120.827)		
	N	S	R	N	S	R	N	S	R
January	107.09	47.14 *	59.95	100.65	43.75 *	56.90	13.39 *	11.22	2.17 *
February	90.95	58.34	32.61	87.98	57.95	30.03	14.75	12.28	2.47
March	102.37	57.53	44.84	95.06	54.56	40.50	15.36	11.03 *	4.33
April	97.73	74.51	23.22	92.56	70.48	22.08	19.25	11.70	7.55
May	96.26	70.87	25.39	90.54	66.78	23.76	19.08	12.42	6.66
June	94.67	85.34	9.33	89.01	80.12	8.89	20.75	16.08	4.67
July	93.98	97.76	-3.78	87.95	89.37	-1.42	20.58	16.47	4.11
August	90.12	98.62	-8.50	84.84	91.84	-7.00	21.36	17.53	3.83
September	78.67 *	98.23	-19.56 *	74.01 *	92.90	-18.89 *	20.64	16.50	4.14
October	94.95	86.78	8.17	88.17	84.31	3.86	20.14	15.70	4.44
November	98.12	68.78	29.34	95.06	62.45	32.61	21.06	15.17	5.89
December	101.09	76.90	24.19	94.84	74.37	20.47	18.64	13.81	4.83

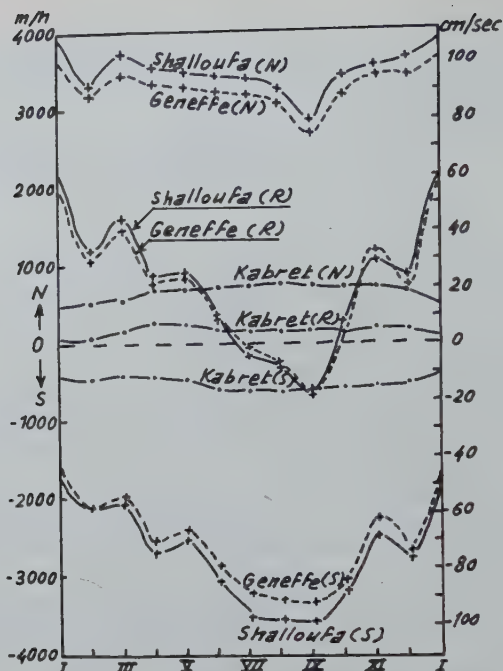


Fig. 2. Monthly average of the maximum velocity (1948-1949) of the northward current (N), the southward current (S), and the resultant (R) at : Kabret Km. 120.827, Geneffe Km. 133.950, Shalloufa Km. 146.125.

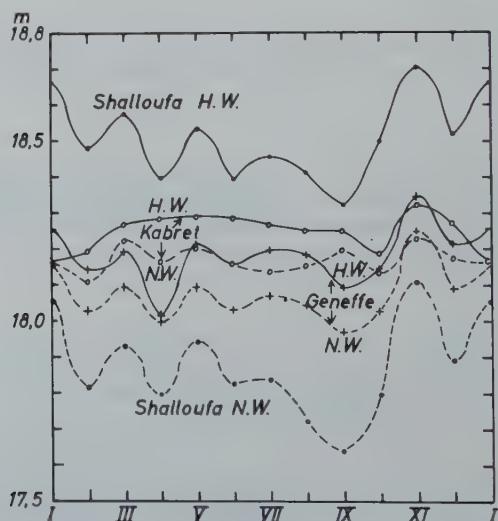


Fig. 3. Monthly average of high water (H.W.) and Low Water (L.W.) at time of measuring the current (1949-49) in the three stations, Shalloufa, Geneffe and Kabret.

86 cm/sec. in Shalloufa, 81 cm/sec. in Geneffe, and 16 cm./sec. in Kabret. The non-tidal current taken as half the resultant current (Fig. 2), undergoes a complete reversal of direction. It flows to the south in July, August and September and to the north in the rest of the year. The monthly averages have a maximum value to the south in September, and to the north in January. The velocity of the resultant current is much less in summer, when setting to the north, than in the rest of the year.

4.2 Duration

TABLE 2

Duration of the northward and southward currents (From the results of IDRAC Current meter at Koubri 1933, 1934 & 1935).

Total time registered in three years		Northward Current		Southward Current		Slack
		52%		33%		15%
Monthly average duration (in hours)	Year	Max.	Min.	Min.	Max.	
	1933	7.52 (Feb.)	4.19 (June)	2.33 (Nov.)	5.16 (Sept.)	
	1934	9.19 (Mar.)	4.41 (Aug.)	2.30 (Feb.)	5.08 (Aug.)	
	1935	7.28 (Mar.)	5 (July)	3.11 (Oct.)	5.30 (July)	

The results of the continuous registration at Koubri, given in table 2, show that the duration of the flood current is 52%, the ebb current 33%, and the slack 15% of the total time registered in three years. The monthly average duration of the northward current has a maximum in winter, and minimum in summer, thus coinciding with the maximum and minimum of the monthly average of the maximum velocity of current. The southward current shows the opposite picture.

It was observed that a «chain» of northward current separated with slack water, but without reversal of current, occurs sometimes every winter. The most long northward current observed in 1933-1935 period, lasted 38 h, 40 m from 22 to 24 March 1934. On the other hand, the duration of the southward current showed a maximum of 7 h, 05 m in July 1933. The minimum duration of the northward current was 55 m in May 1933. This shows that the northward current is more dominant. It may be reduced in summer but not completely abolished as it happens sometimes to the southward current in winter months.

5. HIGH AND LOW WATERS

The comparison of the time of the maximum velocity of the northward and southward current with that of the high and low water in Port Tewfik showed that the strength of the flood current comes about the time of the high water, and the strength of the ebb current comes about the time of the low water. This was also observed

by LEMASSON (1908), who stated that during the quadrates in April, May and November, the flood current started 3 h, 10 m after the low water in Suez and finished 3 h, 10 m after high water, and had its maximum velocity inbetween. The behaviour of the ebb current was nearly the same. The tidal movement in the Canal, therefore, is of the progressive-wave type, characterised by the occurrence of the strengths of the current at high and low water. This is exemplified, according to MARMER (1932), by the tidal movement in Hudson River.

The values of the monthly average of the daily observations of the water level in the three stations at time of maximum northward and southward currents are plotted in Fig. 3. They can be taken to represent the monthly average level of high and low water at these stations.

The tidal range between high and low water is much greater in Shalloufa than in Geneffe which is slightly greater than in Kabret. This shows a different case with regard to the velocity of currents in the three stations. The velocity of the flood and ebb currents is slightly greater in Shalloufa than in Geneffe and both are much greater than in Kabret. Geneffe lies at the connection between the Canal and the Little Bitter Lake. It is believed that the quantity of water transported to or from the lake by the relatively strong current in the narrow Canal between Shalloufa and Geneffe produces relatively smaller changes in the water level of the lake due to its comparatively great capacity.

At the strength of the southward current, the low water at Shalloufa is much lower than at Geneffe which is slightly lower than at Kabret. At the strength of the northward current, the level at Shalloufa is much higher than at Geneffe, which is slightly lower, and not higher, than at Kabret. This observation is in agreement with the results of the monthly mean sea-level, showing the level at Kabret higher than Geneffe. It should be noted also that the tidal current vanishes in the Little Bitter Lake, being imperceptible five kilometers north of Geneffe (Fox, 1926). The area of the cross section of the Lake, in its widest part (between km 123 and km 125), is about 14 times as that of the proper Canal between the Lake and the Gulf of Suez. It is believed that the water level at Kabret is much affected by the water budget of the Bitter Lakes and other hydrographical and meteorological factors. BAUSSAN (1938) is of the idea that the northern wind causes piling of the water in the Great Bitter Lake at Kabret, thus increasing its water level than at Geneffe and Deversoir (northern end of the Great Bitter Lake).

The high and low waters in Shalloufa, undergo seasonal changes resembling that of the mean sea level in Port-Tewfik (Table 3). The minimum of the high and low water in September in Shalloufa and Geneffe is accompanied with the maximum velocity of the resultant current to the south. The comparison of the curves of the velocity at Shalloufa and Geneffe (Fig. 2) with those of high and low waters (Fig. 3) shows great similarity in the seasonal variation.

6. FACTORS PRODUCING NON-TIDAL CURRENTS

There are many factors of non-tidal nature, the combined effect of them produces non-tidal currents in the Canal. Due to the complicated nature of the phenomena, it is very difficult to estimate the role played by every factor. One of the distinguished phenomena in the Canal is the difference in the mean sea level between the Red Sea and the Mediterranean at both ends of the Canal. Table (3) shows that the mean sea level at Port-Tewfik (near Suez) is higher than at Port-Said except in summer. It is 36 cm higher than Port-Said in March and April, and 2.3 cm lower than Port-Said in September (average of 14 years 1924-1937, MORCOS 1959). The greatest increase of Port-Tewfik level than Port-Said was 49.8 cm in November 1925, and the greatest decrease was 15.7 cm in September 1936. The slightest differences observed occur

TABLE 3

The monthly mean sea level (Average 1924-1937)

Month	Port-Tewfik.	Port-Said	Difference
January	18.355	18.013	0.342
February	.351	17.993	0.358
March	.313	.952 *	0.361
April	.319	.956 *	0.363
May	.309	17.979	0.330
June	.211	18.036	0.175
July	.169	.115	0.054
August	.144	.146	— 0.002
September	.097 *	.120	— 0.023
October	.197	.085	0.112
November	.391	.086	0.305
December	.407	.076	0.331

usually in July, August and September. In another series of observations (1935-1937), Kabret was found to attain an intermediate level between both ends of the Canal. It is lower than Port-Tewfik and higher than Port-Said except in summer months when the conditions are reversed.

The harmonic analysis of the monthly mean sea level made by BAUSSAN (1938), showed that the annual and semiannual components in Port-Said and Port-Tewfik are independent and belong to the Mediterranean and Red Sea respectively. It is believed however that there are some local factors which contribute to the increase of the mean sea level in Port-Said than Port-Tewfik in summer. The northern wind blowing on the Suez Canal region reaches its maximum frequency in September. This helps piling of water in front of Port-Said and creating southwards current in the Canal. Moreover, the Nile flood occurs from August to December with a maximum in September. During this month, an average of 325 m³/day is discharged from Rosetta Branch, and 147 m³/day from Damietta Branch (average 1912-1942 after HURST, 1944). The month of Damietta Branch is only 35 miles west of Port-Said. These immense quantities of Nile water tend to move eastward, in the direction of Port-Said, with the surface counterclockwise current circulating the Mediterranean.

7. EFFECTS IN THE DISTRIBUTION OF SALINITY

The monthly longitudinal sections of salinity along the Canal give a clear evidence of the direct influence of the currents on the distribution of salinity and its very clear and regular annual variation in the different regions of the Canal. (MORCOS, 1960). The salinity in the northern part of the Canal increases from less than 39‰ in summer to 43-44‰ in winter. This part of the Canal is fed by the Mediterranean water diluted by the Nile flood in summer and by saline water from the Great Bitter Lakes in the rest of the year. On the other hand, the salinity in the Little Bitter Lake drops from about 48‰ in summer to less than 43‰ in the rest of the year. The highly saline water of the Great Bitter Lake moves to the south in summer, while the less saline water of the Suez Bay is pushed northward in the rest of the year.

REFERENCES

- BAUSSAN, J. (1938): Variations Annuelles de niveau le long du Canal de Suez. *Revue de Géographie Physique et de Géologie Dynamique* Vol. 11, fasc. 4. p. 293-321.
- FAOUZI, H. (1951): Le Canal de Suez, voie d'échanges biologiques entre la Méditerranée et la Mer Rouge. *Annales du Centre Universitaire Méditerranées*, Vol. 5 (1951), p. 23-30.
- FOX, M.H. (1926): Cambridge Expedition to the Suez Canal 1924. 1 : General Part. *Trans. Zool. Soc. of London*. Vol. 22, Part 1 No. 1.
- GRUVEL, A. (1936): Contribution à l'étude de la bionomie générale et des l'exploitation de la faune du Canal de Suez. *Memoirs de l'Institut d'Egypte*, T. 29, Cairo.
- HURST, H.A. (1944): A short account on the Nile Basin. *Phys. Dept. Paper No 45* Cairo.
- IDRAC, P. (1931): Le nouvel enregistreur de courants sous-marins de M. Pierre Idrac. *Ann Inst. Océan.*, Monaco, T. 10, F. 4.
- LEMASSON, (1908): Régime des eaux dans le Canal Maritime de Suez. Mémoires à la Société Sultanieh de Géographie, Tome I, Annex I, p. 77-82, Le Caire, 1919.
- MARMER, H.A. (1932): Tides and Tidal Currents. *Bull. Nat. Res. Coucil*, No. 85, Physics of the Earth, V: Oceanography, Washington, D.C.
- MORCOS, S.A. (1959): Über die Veränderungen der Schichtung und Zirkulation im Suez-Kanal (Auf Grund eigenen Beobachtungsmaterials 1953-1955). Doktor-Dissertation, Kiel-Universität.
- MORCOS, S.A. (1960): Die Verteilung des Salzgehalts im Suez-Kanal. *Kieler Meeresforschungen* Bd. XVI, H. 2.
- PRITCHARD, D.W. & BURT, W.V. (1951): An inexpensive and rapid technique for obtaining current profiles in estuarine waters. *J. Mar. Res.*, Vol. 10, No. 2.
- ROUCH, J. : *Traité d'Océanographie Physique*, III, Payot, Paris.
- VERCELLI, F. (1927): Osservazione Exequite nel Canale de Suez. Campagna Idrografica nel Mar Rosso, Ammiraglio Magnaghi, 1923-1924.
- WUST, G. (1934): Salzgehalt und Wasserbewegung im Suezkanal. *Naturwissenschaften*, Bd. 22, p. 446.

DIE NUMERISCHE ERMITTLUNG DER GEZEITENBEWEGUNGEN IN TIDEFLUSSEN

D. ROSE

Institut f. Meereskunde d. Universität Hamburg

ZUSAMMENFASSUNG

Nach einer allgemeinen Einführung in die eindimensionale Tidewellenberechnung nach der Methode des Randwertverfahrens von Prof. HANSEN und kurzen Hinweisen über die Art der Rechnungsdurchführung, werden einige Anwendungsbeispiele an nordwestdeutschen Tideflüssen diskutiert und die Ergebnisse mit Pegelmessungen verglichen. Es werden Betrachtungen über die Möglichkeiten der Gezeitenrechnung angestellt und der Einfluss der Wind- und der Bodenreibung, der Dichteverteilung sowie von Baumassnahmen auf den Tidewellenverlauf in geometrisch einfachen Kanälen untersucht.

SUMMARY

After a general introduction to the one-dimensional computation of tidal waves, the boundary value method of Prof. HANSEN, and indication to the kind of the computation, applications are discussed on special German tidal rivers. The results of the numerical computations are compared with measurements of water gauge. It is reflected upon the possibilities of the numerical computation of tidal waves. The influence of wind- and bottom-friction, distribution of density and structures in water on sea level and tidal current is explored in channels, which are geometrically simple.

Für die Lösung der im Zusammenhang mit den Gezeiten und Gezeitenbewegungen im Küstenbereich bei der Überlagerung von Tide und Wind und in den Tideflüssen bei notwendig werdenden Regulierungsmassnahmen auftretenden Probleme sind dem Ingenieur in jüngster Zeit durch umfangreiche mathematisch-physikalische Untersuchungen der Tidebewegungen und vor allem durch die Entwicklung elektronischer Rechenautomaten neue Hilfsmittel geschaffen worden.

Die Aufgabe ist, die durch die Tidebewegung hervorgerufenen zeitlichen und örtlichen Schwankungen der Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten an beliebigen Punkten innerhalb eines Tideflusses unter Berücksichtigung seiner Konfiguration und der abfliessenden Oberwassermassen zu ermitteln. Die Flussgezeiten treten hier als Mitschwingungsgezeiten des angrenzenden Meeres auf und werden von dem Tideablauf an der Flussmündung gesteuert.

Dieser Vorgang instationärer Wasserbewegungen kann mit Hilfe der hydrodynamischen Differentialgleichungen dargestellt werden. Da es sich im Gegensatz zum offenen Meer bei den Tideflüssen im allgemeinen um Gebiete handelt, deren Breite im Verhältnis zu ihrer Länge sehr klein ist, kann die Betrachtung auf eine Dimension beschränkt werden. Die Grundgleichungen der Hydrodynamik lauten für diesen Fall

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{ru|u|}{(h+\zeta)} + \frac{gQx}{2}(h+\zeta) - \frac{\lambda w|w|}{(h+\zeta)} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} = \theta \quad (1)$$

$$B \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (Fu) = q \quad (2)$$

Wenn die äusseren Kräfte unter den getroffenen Voraussetzungen vernachlässigt werden. Bei einer mehrdimensionalen Untersuchung treten zu dem obigen

Gleichungssystem noch eine bzw. zwei Bewegungsgleichungen hinzu und die Gleichungen (1,2) werden um einige Glieder erweitert.

In den Gleichungen (1,2) bedeuten t die Zeit, x die Raumkoordinate in Richtung der Flussachse, h die Wassertiefe unterhalb der ungestörten Wasseroberfläche, ζ die Abweichung von der ungestörten Wasseroberfläche, u die Geschwindigkeitskomponente in Richtung der Flussachse, W die Komponente der Windgeschwindigkeit in x -Richtung, r und λ dimensionslose Reibungsfaktoren an der Flussole und an der Wasseroberfläche, g die Erdbeschleunigung, B die Breite des Flusses und F seine Querschnittsfläche in Abhängigkeit vom Wasserstand und schliesslich q die in dem jeweiligen Berechnungsabschnitt pro Zeiteinheit zu- bzw. abfließenden seitlichen Wassermassen.

Bei u und ζ handelt es sich um Mittelwerte, die durch Integration über die Tiefe und Breite des Flusses erhalten wurden. Die an der Flussole und an der Wasseroberfläche auftretenden Schubspannungskräfte sind gleich dem Quadrat der mittleren Strömungs- bzw. Windgeschwindigkeit multipliziert mit einem Widerstandsfaktor r bzw. λ . Der sich aus der Ungleichförmigkeit der Längs- und Querschnittsstruktur des Flusses auf den Tidewellenverlauf herleitende Einfluss wird durch das konvektive Glied $u \frac{\partial u}{\partial x}$ erfasst. Neu gegenüber den bisher angewendeten hydrodynamischen

Differentialgleichungen ist der Term $\frac{gQx}{2} (h + \zeta)$ in der Bewegungsgleichung.

Er berücksichtigt die Wirkung des Dichtegefälles auf die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten, wie sie in der Brackwasserzone eines Flusses durch das Zusammentreffen von Süss- und salzhaltigem Seewasser zu bemerken ist. Das Zusatzglied erfasst den Dichteinfluss ganz allgemein, Aussagen über eine detaillierte Geschwindigkeitsverteilung in der Lotrechten können damit nicht gewonnen werden (Abb. 1).

Die beiden partiellen Differentialgleichungen (1,2) sind nichtlinear und vom hyperbolischen Typ. Mathematische Schwierigkeiten werden auftreten, wenn ihre Lösung

Darstellung eines Dichtegefälles

in der Natur und im Rechenmodell

(n. Hensen)

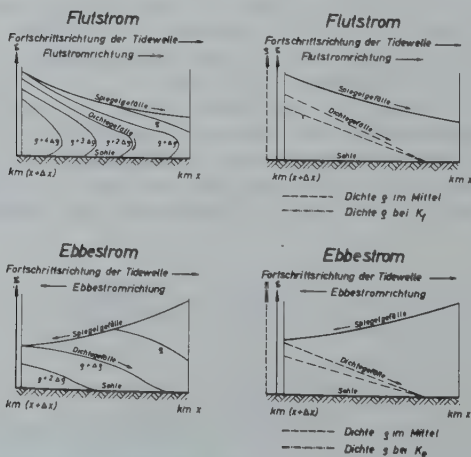


Abb. 1

in analytischer Form angegeben werden soll. Dieser Umstand hat im Laufe der letzten hundert Jahre zur Entwicklung verschiedener numerischer Verfahren geführt, die oft mit einem grossem Arbeitsaufwand verbunden sind und nicht immer zufriedenstellende Ergebnisse ergaben. Sie liefern für das Differentialgleichungssystem Näherungslösungen und unterscheiden sich voneinander durch die an den Differentialgleichungen jeweils vorgenommenen Linearisierungen.

Die hier zu behandelnden Aufgaben führen für das Differentialgleichungssystem zu Rand- und Anfangswertaufgaben. Zu ihrer Lösung soll ein Verfahren herangezogen werden, dass Prof. Dr. HANSEN in den vergangenen Jahren zur numerischen Integration der hydrodynamischen Differentialgleichungen bei Untersuchungen der Gezeitenbewegungen sowohl in ein- wie zweidimensional ausgedehnten Gebieten erfolgreich angewendet hat. Unter unmittelbarer Vorgabe des an der Flussmündung gemessenen Tidewasserstandes und der am oberen Ende des Flusses in Abhängigkeit von der Zeit zufließenden Oberwassermengen werden damit eindeutig bestimmte numerische Lösungen gewonnen. Wesentliche, die Natur betreffenden Vereinfachungen sind nicht erforderlich. Die Bewegungs- und die Kontinuitätsgleichung werden in diesem Falle durch ein System von Differenzgleichungen approximiert, d.h. die Differentialquotienten nach x und t werden durch Differenzenquotienten ersetzt.

Durch diese Zuordnung gehen die Rand- und Anfangswertaufgaben der Differentialgleichungen in solche für das Differenzgleichungssystem über. Die Näherungslösung wird allerdings nur dann gegen die exakte Lösung konvergieren, wenn die Einfluss- und Abhängigkeitsbereiche der Differential- und Differenzgleichungen entsprechend übereinstimmen. Daraus leitet sich für das Verhältnis der Gittermaschen Δt und Δx folgendes Kriterium her

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{g(h + \zeta)_{\max}}} \quad (3)$$

Das Verfahren kann nur funktionieren, wenn diese Bedingung eingehalten wird. Das Längenintervall Δx braucht dabei keineswegs konstant zu sein. Für die Bestimmung des zulässigen Zeitschrittes Δt ist lediglich das kleinste im Untersuchungsgebiet auftretende Δx einzusetzen.

Der Zusammenhang des Rechenganges lässt sich folgendermassen angeben :

Die Flusslänge wird von $x = 0$ bis $x = L$ in eine beliebige Anzahl von Teilabschnitten mit der Länge Δx aufgeteilt. An den Punkten mit ungerader Kennziffer ($n = 1, 3, 5, \dots$) werden die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten u ermittelt und an denen mit gerader Kennziffer ($n + 1$) die Tidewasserstände ζ . Es entsteht somit für den eindimensionalen Ansatz ein rechteckiges Gitternetz, in dem die Ortsvariable als Abszisse und die Zeitvariable als Ordinate auftreten. Als Randwerte erscheinen im Punkte $x = 0$ die Pegelwasserstände ζ (die Bildung mittlerer Tidekurven ist für die Rechnung nicht erforderlich) und an der oberen Begrenzung die Durchflussmengen q in Abhängigkeit von der Zeit t . Ausser den Randwerten werden an den zwischen den Punkten $x = 0$ und $x = L$ gelegenen Ortspunkten abwechselnd der Wasserstand ζ bzw. die mittlere Strömungsgeschwindigkeit u als Anfangswerte der Rechnung vorgegeben. Die Anfangswerte sind wegen der Struktur des verfahrens zwar notwendig, können aber beliebig — z.B. gleich Null — angenommen werden, da die Lösungen nach hinreichend vielen Zeitschritten von diesen unabhängig sind.

Sind die Rand- und Anfangswerte gegeben, so können die Werte für u und ζ in den darauffolgenden Zeitpunkten ermittelt werden. In der Weise fortfahrend ist es möglich, für beliebige, aufeinanderfolgende Tiden die Funktionswerte an den inneren Gitterpunkten unter Berücksichtigung der in Abhängigkeit

vom Wasserstand sich ändernden morphologischen Dimensionen und der zeitabhängigen Zu- und Abflussmengen sukzessiv zu errechnen (Abb. 2).

Gitternetz zum Differenzenverfahren

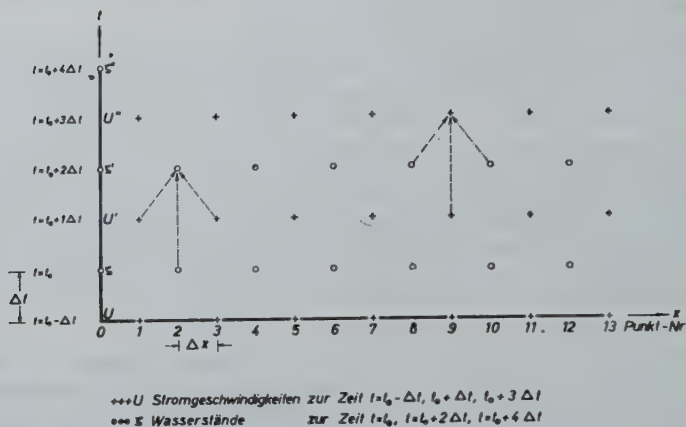


Abb. 2

Die Randwerte müssen dabei sowohl an der Mündung wie an der oberen Grenze des Berechnungsgebietes mit hinreichender Genauigkeit als Funktionen der Zeit bekannt sein. Jeder ihnen anhaftende Fehler überträgt sich bei der Ermittlung der Werte im Inneren des Gebietes auf diese in seiner vollen Grösse. Fehler in den Anfangswerten klingen infolge der Reibungseinwirkung im Gegensatz zu denen der Randwerte nach verhältnismässig kurzer Zeit ab.

Daraus wird ersichtlich, dass ganz besonders einwandfrei die Pegel an der Mündung arbeiten müssen und auf die Bestimmung der in den zu berechnenden Bereich ein- und ausströmenden Wassermassen sowie auf eine genaue Vermessung des Flussgebietes allergrösster Wert gelegt werden muss (Abb. 3 u. 4).

Neben den mathematisch-hydraulischen Schwierigkeiten der Tidewellenberechnung tritt das Problem des zeitlichen Aufwandes bei ihrer numerischen Ausführung. Tabellarische Rechnungen erfordern bei der Vielzahl der fortlaufend zu wiederholenden Integrationsprozesse lange Rechenzeiten und sehr oft Linearisierungen um die Rechnung überhaupt durchführen zu können. Im Gegensatz zu vielen anderen Verfahren bietet das Differenzenverfahren jedoch den Vorteil der Anwendung elektronischer Grossrechenanlagen, deren Entwicklung heute die Bearbeitung von Problemen der numerischen Analysis erlaubt, die bisher aus rein zeitlichen Gründen nicht gelöst werden konnten.

Der Vorteil dieser Maschinen liegt in der Sicherheit des Rechnens, dem grossen Zeitgewinn und dem damit verbundenen billigeren Arbeiten. Zur Anschaulichkeit möge folgender Vergleich dienen :

Um die Tidewasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten in einem Kanal mit 15 inneren Punkten bei einem Zeitschritt Δt von 5 Minuten eindimensional zu berechnen, würde ein geübter Rechner bei normaler Arbeitszeit bis zum stationären Zustand — etwa nach 4 Tiden — einen Monat gebrauchen. Die Maschine IBM 650 schafft das gleiche je nach angewendetem Rechencode in 1,0 — 1,5 Stunden. Dabei ist zu erwähnen, dass es noch wesentlich schnellere Maschinen gibt.

*Wasserstands-differenzen 6
zwischen zwei sich in einem Eiderprofil gegenüberstehender Pegel*

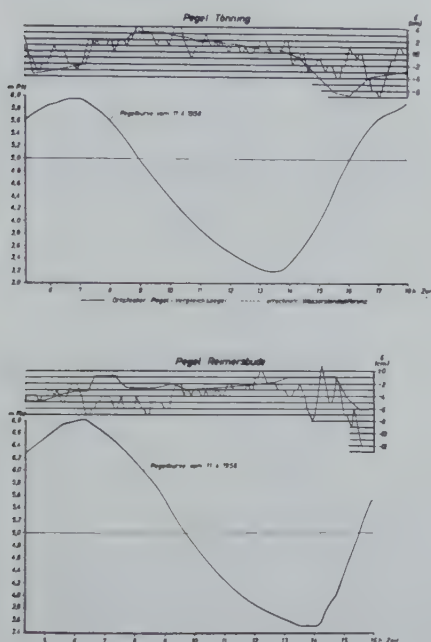


Abb. 3

Bei Vergrößerung der Zahl der inneren Punkte oder gar beim Übergang zum zweidimensionalen Rechnen treten die Zeitunterschiede noch deutlicher hervor. So führte die Maschine IBM 704 zweidimensionale Rechnungen von Prof. Dr. HANSEN zur Ermittlung der Wasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten in der Nordsee über insgesamt 5 Tiden bei einem Gitternetz von mehr als 600 Punkten sowie einem Zeitschritt Δt von 10 Minuten, einschliesslich Ein- und Ausgabe der Rechenwerte, in 20 Minuten aus. Ein einzelner Rechner würde bei 8-stündigem Tagewerk für die gleiche Arbeit etwa 15 Jahre benötigen.

Die Kernfrage bei allen Planungen von Baumassnahmen in Tideflüssen ist die nach den durch die Einbauten zu erwartenden Änderungen des Tideablaufes. Sehr oft sind die baulichen Eingriffe durch örtliche Verhältnisse notwendig geworden, haben dann aber nicht nur eine ortsgebundene Wirkung, sondern beeinflussen die Gezeitenbewegung bis weit ober- und unterhalb der Baustelle. Die ausserordentlich komplizierten Zusammenhänge zwischen den baulichen Veränderungen eines Flussgerinnes einerseits und ihren Rückwirkungen auf die Strömung andererseits — und damit wiederum auf die Morphologie besonders im Bereich der Regulierung — sind in den Flüssen mit einem kontinuierlichen Fliessvorgang nicht ohne Schwierigkeiten zu ermitteln, im Tidegebiet wird die genaue Ermittlung fast unmöglich.

Während rechnerisch in gezeitenfreien Flüssen gewisse Schlüsse auf die Wechselwirkung von veränderter Strömung und Eingriff in unmittelbarer Nähe desselben mit der Potentialtheorie gezogen werden können, ist diese Möglichkeit durch den ständigen Wechsel der Energieverhältnisse in einem Tidefluss nicht mehr gegeben.

Eider
Linien gleichen Wasserstandes am 26.5.1958

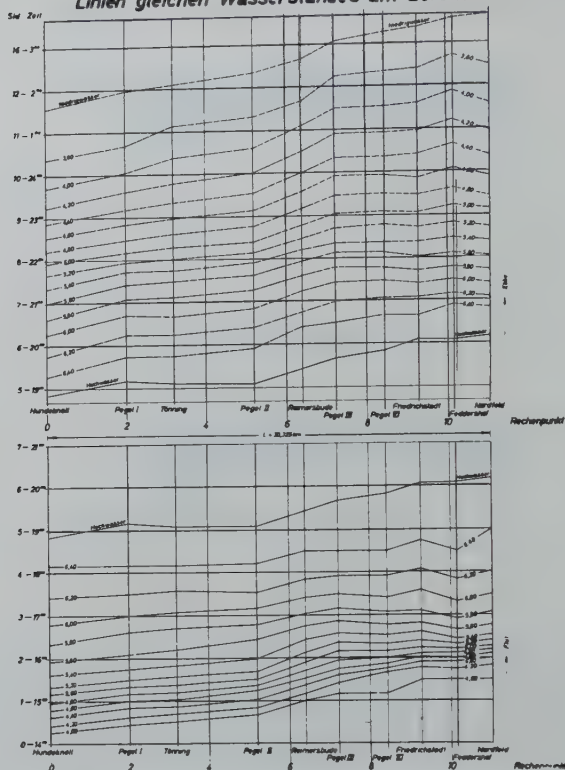
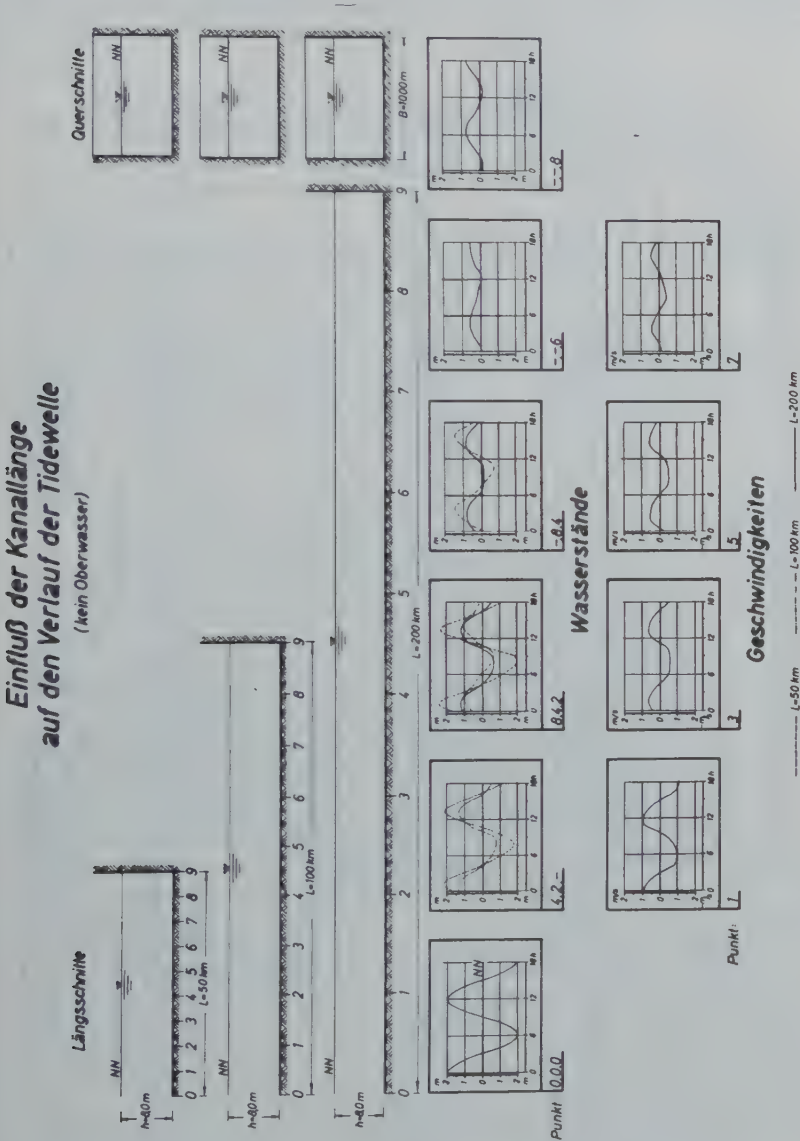


Abb. 4

Bei hinreichender Verfeinerung des Rechenpunktnetzes können mit dem Rechenverfahren wohl die dynamischen Verhältnisse im Bereich der Einbauten über die Tide und ihre Tendenz zur Ausräumung oder Verlandung ermittelt werden, nicht aber ihre Wirkungsweise wie die Bildung von Kolken, deren Tiefe, Ausweitung usw. Bisher war man in diesen Punkten auf die Erfahrung und das intuitive Einfühlungsvermögen der betreffenden Ingenieure oder die Ergebnisse aus Modellversuchen angewiesen. Welche Möglichkeiten zur Klärung dieser Fragen die Tidewellenrechnung — speziell unter Verwendung des Differenzenverfahrens bietet, soll im Folgenden anhand von einigen Grundsatzuntersuchungen gezeigt werden, die an geometrisch einfach geformten Kanälen durchgeführt wurden.

Zunächst wird der Verlauf einer an der Kanalmündung nach der Funktion
$$\zeta_0 = A \cdot \cos \frac{2\pi t}{T}$$
 (A = Amplitude, t = gewählter Zeitschritt, T = Tidedauer) vorgegebenen Tidekurve in einem rechteckförmigen Kanal mit konstanter Breite und Tiefe in Abhängigkeit von seiner Länge mit 50 km, 100 km und 200 km untersucht. Die Kanäle sind am oberen Ende ($x = L$) geschlossen, d.h. ein Oberwasserzufluss wurde ausgeschlossen. Als wesentlichste Merkmale einer Kanalverkürzung auf den Tidewellenverlauf konnten ermittelt werden: Ein allgemein grösserer Tide-

hub, ein steilerer Flutanstieg und verbunden damit ein stärkeres Überwiegen der Flutstromgeschwindigkeiten über die Ebbestromgeschwindigkeiten (Abb. 5).



In einer weiteren Untersuchung ging es um die Frage nach der sowohl für die Schif-
fahrt wie für die Belange des landwirtschaftlichen Wasserbaues zweckmässigsten
Querschnittsform eines 30 km langen Kanals mit konstanter Tiefe, der ebenfalls

an seinem oberen Ende geschlossen sein sollte. Betrachtet wurden 4 Querschnittsprofile mit unterschiedlicher Struktur, von denen dann das Trapezprofil neben der Parabelform unter der Voraussetzung, dass ihre Böschungsneigungen nicht zu steil gewählt werden, den günstigsten Tidewellenverlauf zeigte (Abb. 6).

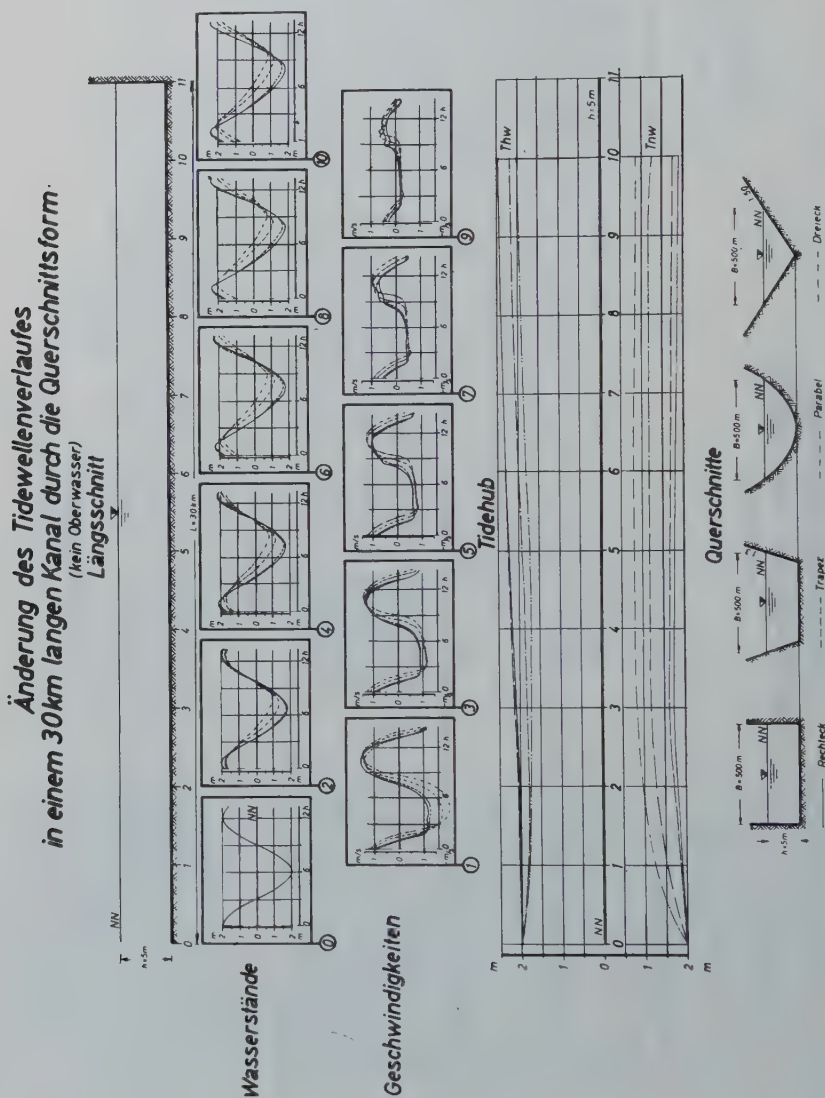


Abb. 6

Von grosser Bedeutung ist für den Tidewellenablauf ausser der Kanallänge und der Form seines Querschnittes die Wassertiefe und die bei einer Vertiefung bzw. Verflachung zu erwartenden Änderungen in den Wasserständen und Strömungsgeschwindigkeiten. Als Resultat gibt besonders gut der Geschwindigkeitsverlauf in

Abb. 7 zu erkennen, dass zu erwartende morphologische Umgestaltungen bei abnehmender Wassertiefe beschleunigt werden.

Einen Beitrag zur Klärung der oft gestellten Frage nach der im Sinne des Wasserbaues hydraulisch günstigsten Öffnungsform eines Tideflusses sollte eine Untersuchung an zwei 100 km langen Kanälen ohne Oberwasserzufluss mit rechteckigem

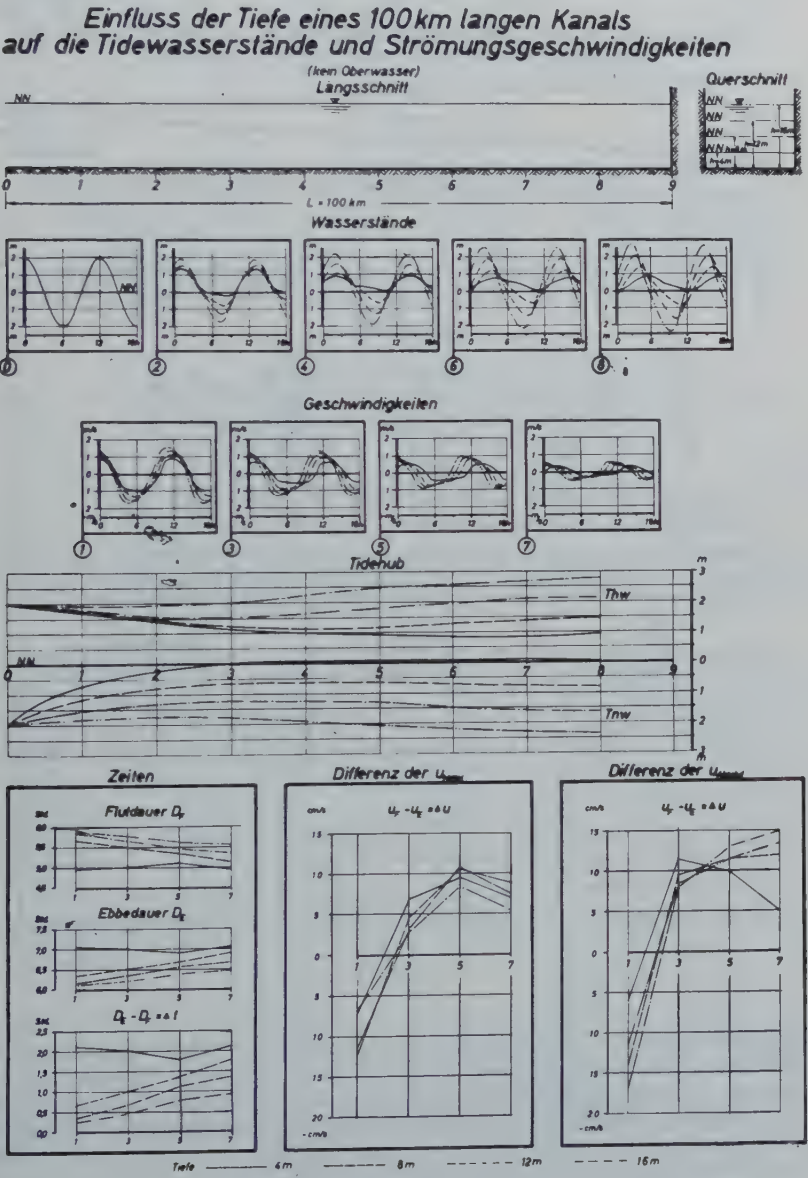


Abb. 7

Verlauf der Tide in einem Kanal in Abhängigkeit von seiner Öffnungsform (kein Oberwasser)

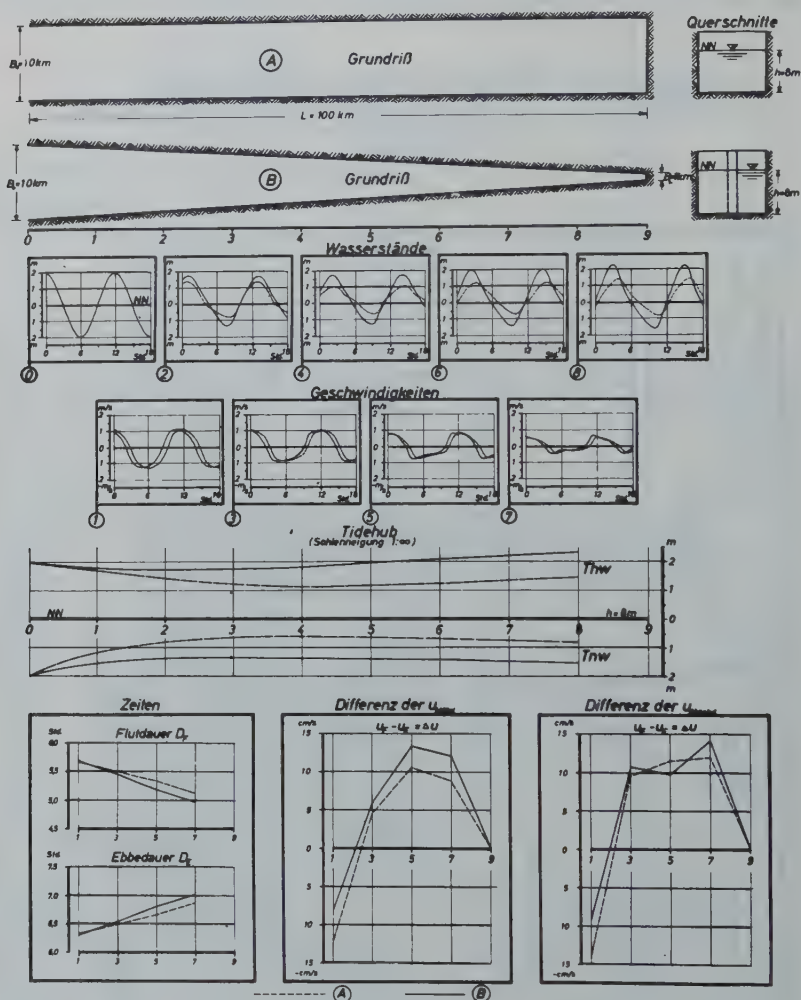


Abb. 8

und trichterförmigem Grundriss liefern, deren Ergebnisse in Abb. 8 dargestellt worden sind. Das bei der Trichterform beträchtlich höhere Auflaufen der Tide und das starke Abfallen des Tideniedrigwasserscheitels wird weder für den Küstenschutz noch für die Schifffahrt wünschenswert sein. Die Rechteckform hingegen würde bei den ermittelten Fließverhältnissen durch die Ausräumungstendenz im Unterlauf zerstört werden und in eine Trichterform übergehen.

Sehr wesentlich können die Schubspannungskräfte des Flussbettes die Tide-

bewegung beeinflussen. Welche Bedeutung dabei der Kenntnis des Reibungsbeiwertes r zukommt, sollte mit der Ermittlung der Tidewasserstände in einem geometrisch gleichmässig geformten Kanal ohne seitliche Zu- und Abflüsse bei wechselnden r -Werten untersucht werden, in dem der Tideverlauf einzig durch die Widerstandskräfte bestimmt wird (Abb. 9). Es zeigte sich, dass der Tidehub im Oberlauf nur halb so gross wird, wenn der Widerstandsbeiwert sich vervierfacht.

Einfluß der Reibung auf den Verlauf einer Tide in einem Kanal (kein Oberwasser)

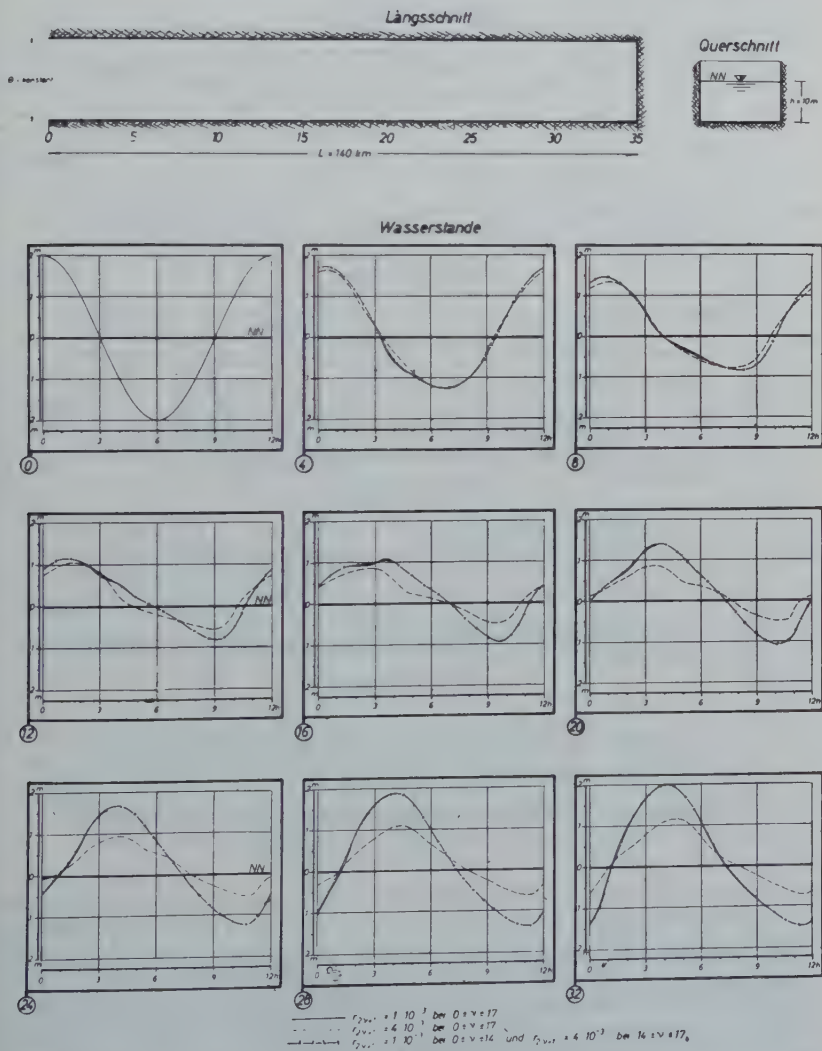


Abb. 9

Einfluss des Dichtegefälles auf die Tidewasserstände ζ und die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten u in einem trichterförmigen, 100 km langen Kanal

(Tidehub im Punkte 0 4m; Dichte $\rho = 1,027$ im Punkte 0 bei $t=10^h$ und $S=35\%$)

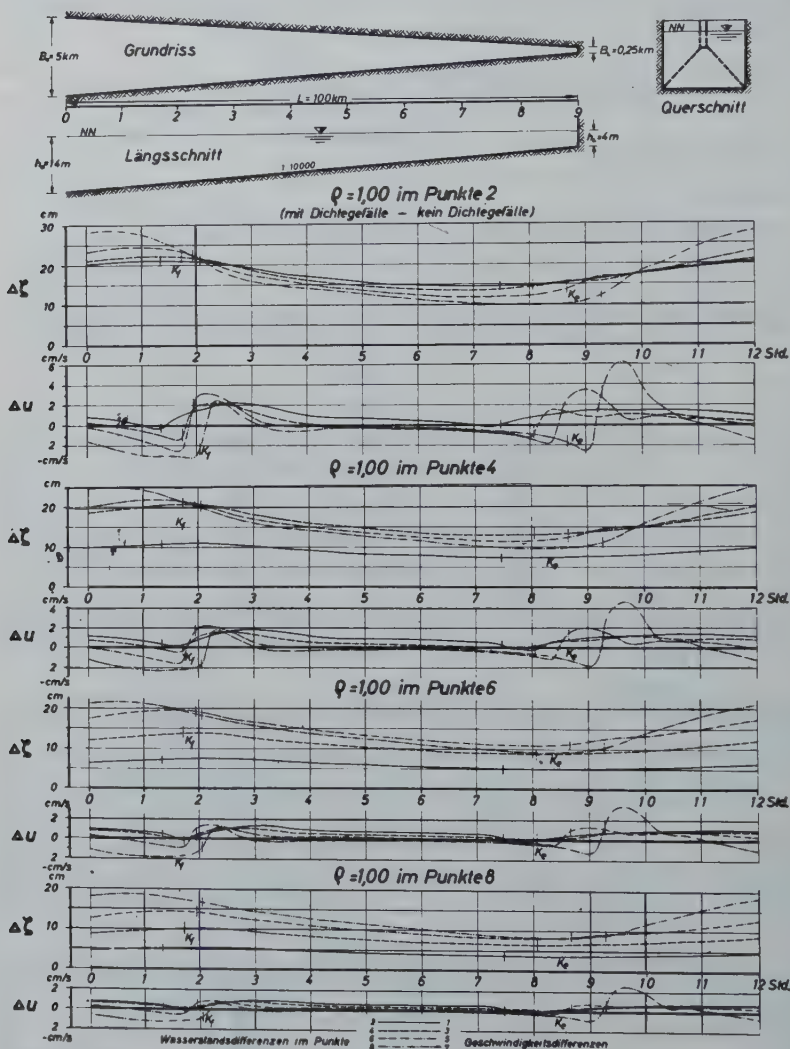


Abb. 10

Ein Dichtegefälle beeinflusst nicht nur die Tidewasserstände und Strömungsgeschwindigkeiten und damit den Geschiebetransport in der Brackwasserzone, sondern durch Stauwirkungen auch noch weit oberhalb dieses Gebietes. Wenn auch die dadurch hervorgerufenen Veränderungen in den mittleren ζ — und u — Werten einige cm nicht übertreffen, so besagt das doch noch nichts über ihre oft beachtliche

örtliche Wirkung. Schwankungen in der Grössenordnung ihres Einflusses können ausser von der Konzentration des Seewassers, dem Tidehub an der Flussmündung, der Wassertiefe sowie dem Süsswasserzufluss noch die jahreszeitlichen Temperaturunterschiede hervorrufen (Abb. 10).

Bei Sturmfluten ist das Wissen um die zu erwartenden Wasserstandserhöhungen für den Küstenschutz von lebenswichtiger Bedeutung. Die Untersuchungen an einem trichterförmigen Kanal von 50 km Länge zeigten deutlich eine Verlängerung der Flutstromdauer und eine Wasserstandserhöhung gegen das Kanalende von nahezu 1 m bei einem Wind von 20 m/s und einem Tidehub von 4 m an der Mündung (Abb. 11). Dass die windbedingten Erhöhungen der Tidewasserstände nicht nur von der Morpho-

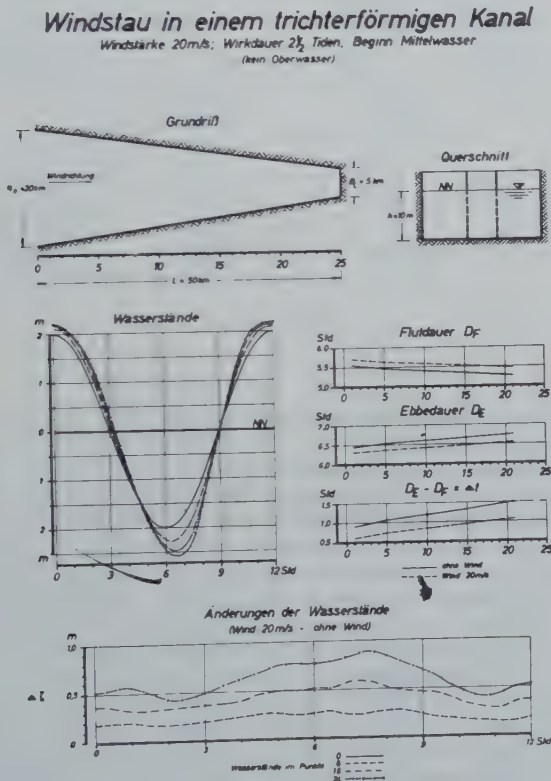


Abb. 11

logie des Gebietes und der Windstärke abhängen, sondern die Windeintrittszeit entscheidend für das folgende Hoch- bzw. Niedrigwasser ist, zeigt Abb. 12. Zu beachten ist dabei, dass die Tideniedrigwasserscheitellinie stets stärker angehoben wird als die des Tidehochwassers. Der windbedingte Stau wird also in einem Kanal um so grösser sein, je flacher der Kanal, je grösser die Windgeschwindigkeit und je länger der Wirkweg des Windes ist.

Neben diesen allgemeinen Untersuchungen sind auch Probleme natürlicher

Änderung der Tidewasserstände durch Windeinwirkung in einem 50km langen Kanal 2km vor der Abdämmung (kein Oberwasser)

(A, B) rechteckiger Kanal, 10m Tiefe, $B = 20\text{km}$
(C) trichterförmiger Kanal, 10m Tiefe, $B_0 = 20\text{km}$, $B_1 = 5\text{km}$

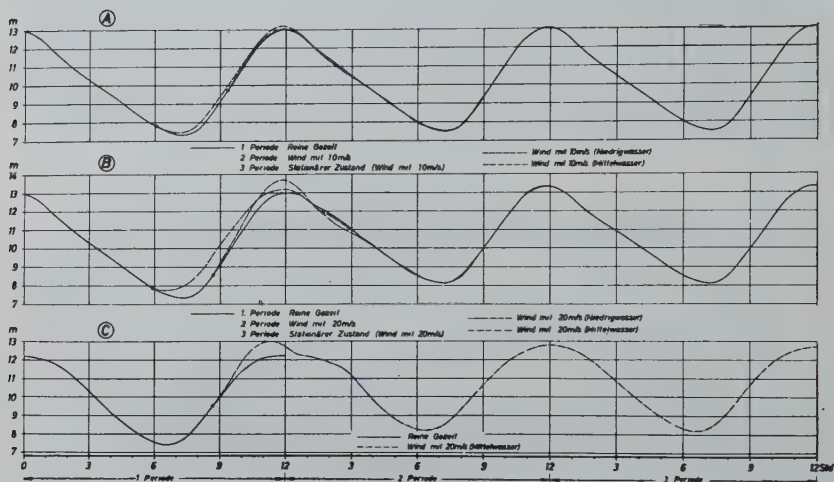


Abb. 12

Flussläufe unter voller Berücksichtigung ihrer Konfiguration und ihrer Tiefenverhältnisse behandelt worden.

Im Zusammenhang mit dem Bau eines Sperrwerkes in Geesthacht und der von Hamburg geplanten Vertiefung der Unterelbe für grössere Seeschiffe stellte sich die Aufgabe, zu ermitteln, wie sich die Struktur und der Verlauf einer bei Cuxhaven einlaufenden Tide mit einer Amplitude von 3 m bis Geesthacht ändern, wenn dort einmal die Elbe durch einen Staudamm abgeschlossen wird und im anderen Falle im Mittel 500 m³/s Oberwasser abgelassen werden. Was würde geschehen, wenn man zusätzlich das Fahrwasser von Hamburg bis Cuxhaven auf 11 m bzw. 13 m ausbaut, und welche Einwirkungen könnte das auf den Sedimenttransport haben? Ausserdem sollte der Einfluss der Brackwasserzone zwischen Cuxhaven und Brunsbüttelkoog berücksichtigt werden, soweit das mathematisch möglich war. Einen Einblick in die nach der Rechnung zu erwartenden Veränderungen vermitteln die Abb. 13, 14 u. 15, denen zufolge unbedeutende Schwankungen in den Geschiebetransportmengen möglich sein werden, grundsätzliche Schwierigkeiten dem Projekt aber nicht entgegenstehen, soweit das unter den getroffenen Voraussetzungen gesagt werden kann.

Ein weiteres grosses Problem ist an der nordwestdeutschen Küste für die Wasserbauingenieure die Wiederschiffbarmachung der Eider, die nach ihrer Abdämmung bei Nordfeld 1936 unerwartet immer mehr versandet ist und eine notwendige Vorflut nicht mehr gesichert erscheinen lässt. Der Fluss gilt infolge seiner morphologischen Struktur für alle Betrachtungen und zu treffenden Baumassnahmen als ausserordentlich kompliziert. Die hier mit dem Differenzenverfahren nach gründlichen Vorarbeiten für die Sicherung einwandfreier Messwerte erzielte Übereinstimmung zwischen Beobachtung und Rechnung lassen die berechnete Hoffnung zu, dass die Rechnung für

[illegible]

331

Elbemodelle Cuxhaven-Geesthacht 500m³/s Oberwasser

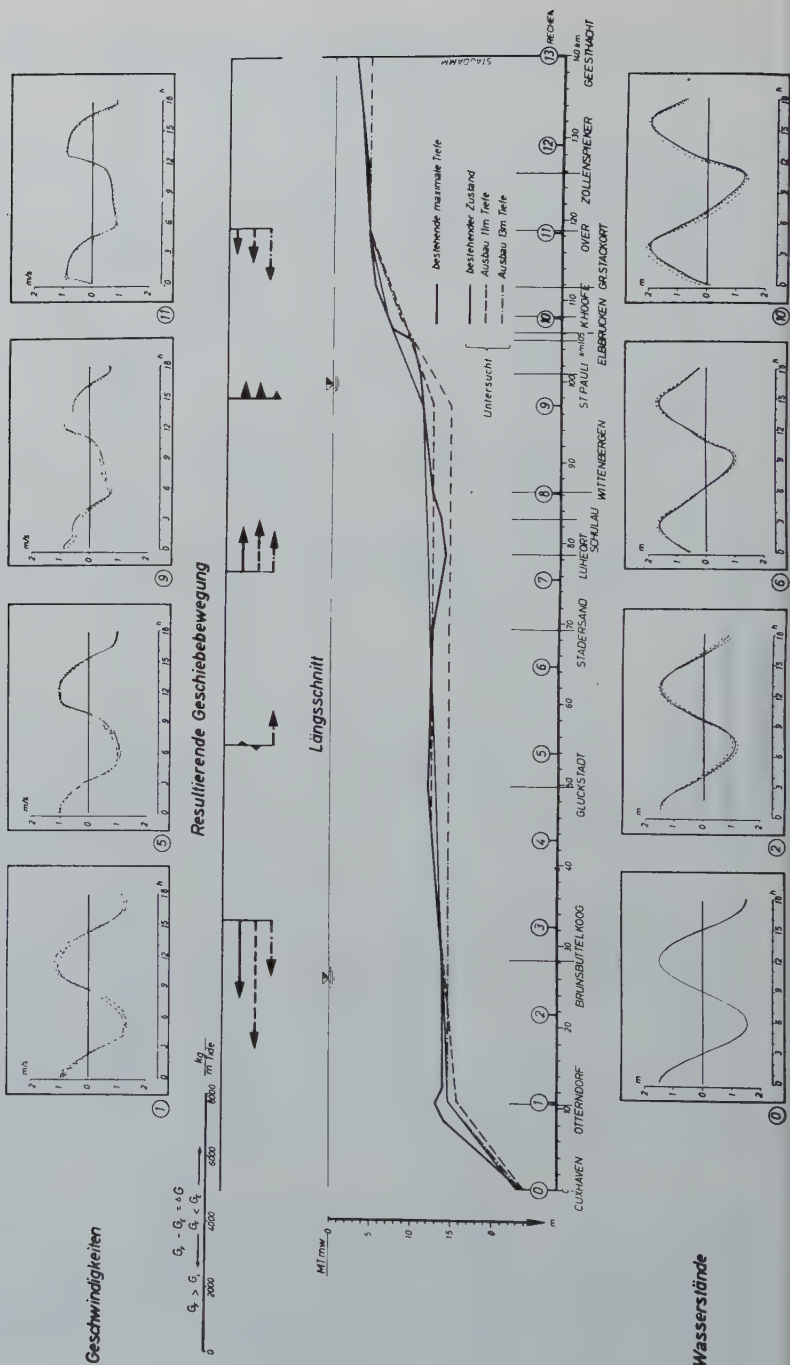


Abb. 14

Übersichtsplan der Elbe



Abb. 15

die Ermittlung des Tidewellenverlaufes auch in hydraulisch und morphologisch schwierigen Flussläufen erfolgversprechend angewendet werden kann (Abb. 16 u. 17).

Übersichtsplan der Eider



Abb. 16

Der grossen Bedeutung, die die genaue Kenntnis des Tideablaufes gerade in den Flussmündungen und ausgedehnten Wattengebieten im Küstenvorfeld für den Küstenschutz besitzt, sind jetzt umfangreiche Untersuchungen mit zweidimensionalem Rechenansatz unter Berücksichtigung der Corioliskräfte im Institut für Meereskunde der Universität Hamburg gewidmet.

Vergleich zwischen beobachteten und errechneten Wasserständen in der Eider

Tiden vom 26/27. Mai 1958
kein Oberwasser

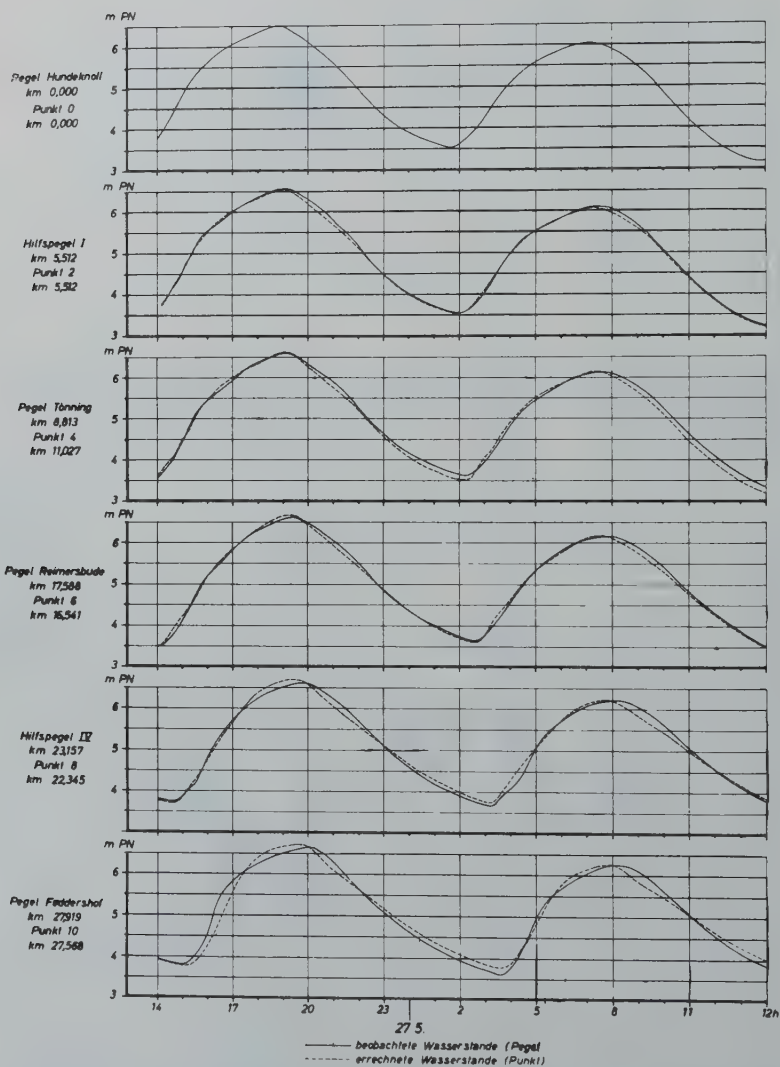


Abb. 17

ETUDE COMPAREE DU FROTTEMENT ET DE LA FORCE DE CORIOLIS DANS LES ZONES A MAREES DE FAIBLE PROFONDEUR

R. BONNEFILLE et A. WARLUZEL

Ingénieurs au Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou — France

SUMMARY

In shoaling sea areas, with important tides, the bed friction forces and the Coriolis' effect occurring in dynamics of the tidal phenomena have the same order of magnitude. The predominance of one of these forces, is very important and determine if a rotating model should be used or not.

Experimental studies, in schematic models, gave Coriolis informations on the particular and reciprocal influences of bed friction and Coriolis' effect in fonction of the dimensions of the area represented in the model. It was shown that influence of Coriolis force is particularly important in tidal propagation, whereas both forces influence the velocity field.

A summary of the French studies on tidal problems in scale models is given.

RÉSUMÉ

Dans les zones marines de faible profondeur où se manifestent des marées importantes, les forces de frottement sur le fond et la force de Coriolis due à la rotation de la terre intervenant toutes deux dans la dynamique du phénomène, sont du même ordre de grandeur. La prédominance de l'une ou de l'autre importe beaucoup dans la conception des modèles réduits en imposant la nécessité ou l'inutilité de les faire tourner.

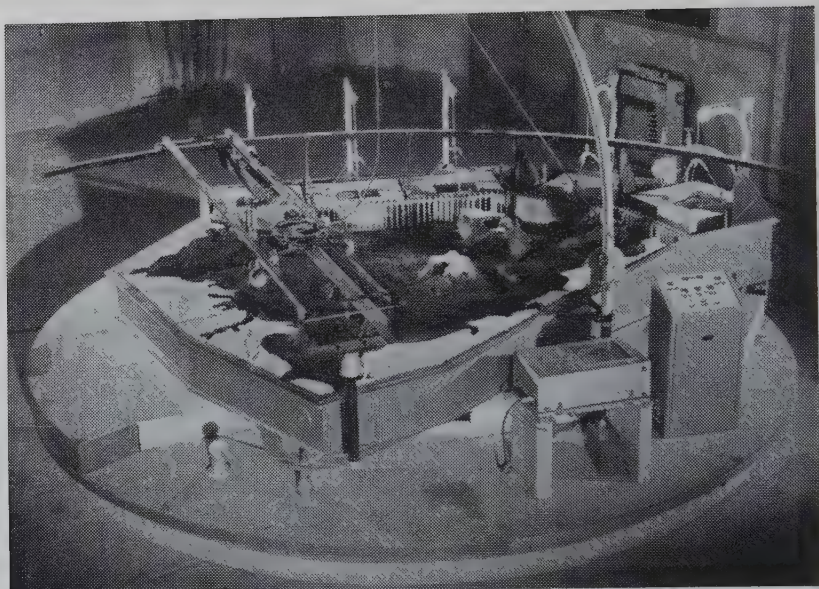
Des études expérimentales sur modèles schématiques ont permis de dégager les influences réciproques et particulières du frottement et de la force de Coriolis suivant les dimensions de la zone marine à représenter sur modèle réduit. Il est apparu que l'influence de la force de Coriolis est surtout prépondérante sur la propagation de la marée, tandis que les deux forces agissent concurremment sur les champs de courants.

Un état des réalisations françaises en matière d'études des marées sur modèle réduit est présenté.

1. INTRODUCTION

Ayant la chance de posséder les quelques kilomètres de côtes où l'on observe les marées les plus fortes du continent européen, la France fidèle à sa tradition, se devait de créer et développer l'utilisation industrielle de l'énergie des marées. On observe en effet un marnage pouvant atteindre une quinzaine de mètres dans la célèbre Baie du Mont Saint Michel, qui de ce fait est un site idéal pour chercher à exploiter cette nouvelle source d'énergie. Et c'est ainsi que vingt cinq milliards de kilowatt-heure pourront annuellement être mis à la disposition de l'Europe, si les projets de réalisation, par Electricité de France, de la grande usine des Iles Chausey, sont menés à bonne fin.

Plus modestement, et en quelque sorte en prélude à cette œuvre de géant, les réalisations françaises actuelles ne visent que la construction de l'usine marémotrice de la Rance (600.000 kW-h par an). Mais il est cependant nécessaire de commencer dès maintenant à songer à établir le projet de la grande usine des Iles Chausey. Ces études préliminaires actuellement en cours posent d'importants et nouveaux problèmes et en particulier, elles obligent les ingénieurs à se mesurer avec des questions d'océanographie. C'est à ce dernier titre qu'elles peuvent intéresser les assistants de cette Assemblée.

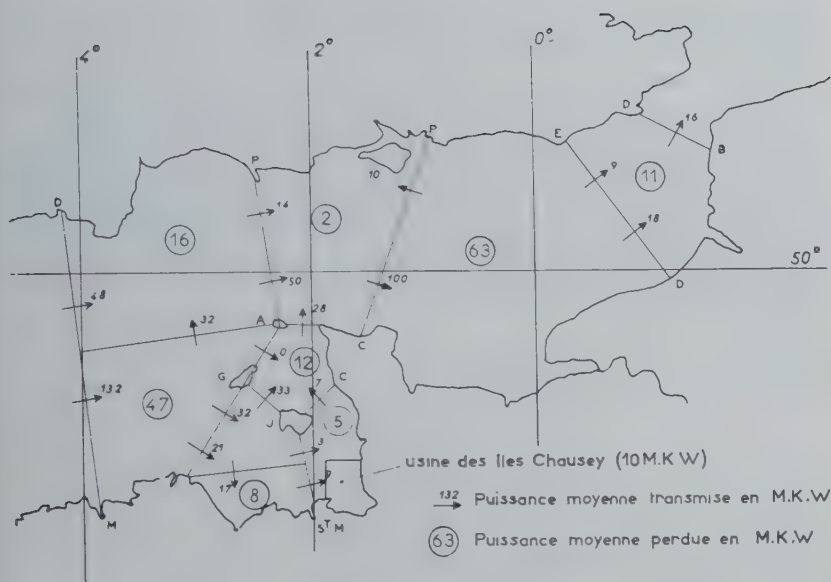


Vue Générale du modèle tournant du golfe de Saint Malo

2. LES PROBLÈMES OCÉANOGRAPHIQUES POSES PAR L'USINE DE CHAUSEY

L'usine marémotrice de la Rance n'a pas soulevé de graves problèmes d'ordre océanographiques, du fait de sa faible importance dans un estuaire étroit et de son éloignement relatif de la mer. Par contre l'usine de Chausey est une entreprise se situant à une autre échelle, et elle ne peut pas a priori être négligée par rapport aux forces naturelles intervenant dans la propagation de la marée en Manche. Pourtant avec ses 30 km de digue et son bassin de 400 km², l'usine semble d'emprise faible vis-à-vis de la marée de longueur d'onde de près de 1.000 km. Mais ce point de vue change, si on considère sa puissance, car avec ses 10 millions de kW installés l'usine participe grandement au processus énergétique de la marée en Manche. En effet, en marée de vive-eau, une puissance d'une cinquantaine de millions de kW s'engouffre dans le Golfe de Saint Malo entre Bréhat et l'Ile de Guernesey (figure 1). La moitié de cette énergie sort du Golfe par le détroit du Raz Blanchard et regagne ainsi la Manche Orientale : La perte d'énergie par frottement dans le Golfe de Saint Malo correspond donc en vive-eau moyenne à 25 millions de kW environ, or l'usine prévue retiendra à elle seule 10 millions de kW.

On comprend alors que le premier problème posé ait été la détermination de l'influence du fonctionnement de l'usine sur la marée en Manche. Comment aborder ce problème ? Seule le modèle réduit est capable de donner un commencement de réponse. Mais que doivent être les limites d'un tel modèle ? On peut admettre a priori que la perturbation due à l'usine de Chausey sera absorbée par l'Océan Atlantique, mais il n'en reste pas moins vrai que toute la Manche peut être affectée par l'usine. Mais pour qui connaît la physionomie de la marée en Manche, avec son caractère amphidromique, il est bien évident qu'un modèle réduit voulant reproduire cette mer, doit prendre en compte l'accélération de Coriolis due à la rotation de la Terre. Et c'est pour essayer de résoudre ces problèmes que dès 1954, la technique nouvelle des modèles réduits tournants commença à s'esquisser en France.



REPARTITION de la PUISSANCE dans la MANCHE

(pour une marée de vive-eau moyenne)

FIG.1

Les difficultés tant technologiques que financières de cette nouvelle technique, firent qu'avant toute réalisation, on préféra essayer de caractériser et si possible de chiffrer, le degré de nécessité de construire des modèles tournants pour étudier les phénomènes de marée. En effet, il est bien évident qu'une propagation de marée océanique est sous la dépendance essentielle de la force de Coriolis. Mais on ne savait rien à l'époque de l'importance de cette force vis-à-vis des forces de même ordre de grandeur dues au frottement sur le fond des mers de faibles profondeurs. A la limite opposée, il n'est pas nécessaire d'animer d'un mouvement de rotation un modèle réduit d'une portion de mer de quelques kilomètres de cotés. Où se situe alors, la limite de nécessité des modèles tournants ? Ce dilemne fut une des questions les plus intéressantes qui se posèrent.

3. HISTORIQUES DES MODÈLES TOURNANTS EN FRANCE

Nous primes d'abord le problème à rebours, en construisant un modèle réduit de la Manche entière au 1/50.000 en plan et 1/500 en hauteur, volontairement non tournant (1). Malgré tous les artifices essayés pour l'étalonner, ce modèle se refusa obstinément à reproduire la marée dans son ensemble et en particulier la différence du simple au double entre les marnages des côtes françaises et anglaises. La nécessité de faire tourner un modèle réduit représentant toute la Manche était démontrée. Ceci fut confirmé en réalisant un modèle schématique de cette mer aux échelles de 1/500.000 en plan et 1/1100 en hauteur. Ce modèle qui ne mesurait que 1,20 m de long pouvait tourner sur un plateau de construction simple. Dans une communication (2) présentée à la XI^{me} Assemblée de l'Union Géodésique et Géophysique Internationale à Toronto, nous exposons que la marée en Manche ne peut être reproduite correcte-

ment que si s'exerce, simultanément avec la force de Coriolis, une force de frottement suffisante, chacune d'elles séparément étant incapable de rendre compte du phénomène naturel.

Le modèle de la Manche fixe malgré ses imperfections laissait entendre que seule la région du Golfe de Saint Malo, c'est-à-dire un triangle équilatéral de 100 km de côté, était influencée par le fonctionnement de l'usine marémotrice. Pour étudier avec plus de détails la construction et l'exploitation de l'usine, il fallait donc construire un modèle réduit à assez grande échelle. Mais compte tenu de ce qu'il devait représenter au moins toute la zone marine perturbée, ce modèle serait obligatoirement de très grandes dimensions. Le problème de la nécessité ou de l'inutilité de le faire tourner se posa alors avec une acuité encore plus grande, et de la réponse à cette question dépendait la direction à donner à la suite de l'étude.

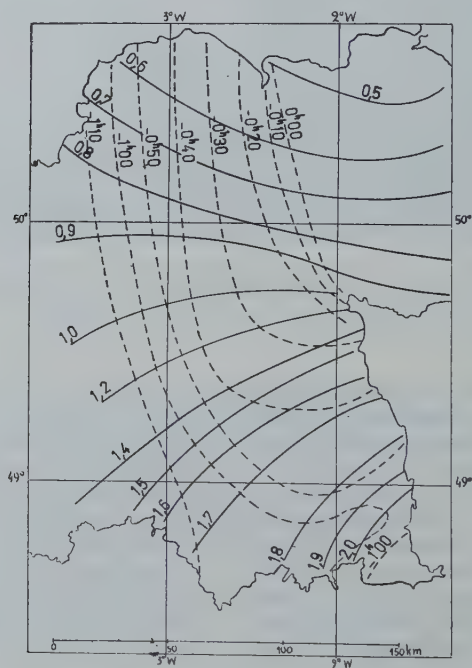


Fig. 2. Marée réelle, heures et amplitudes rapportées à la Hague dans le golfe de St Malo

Compte tenu de la forme du Golfe de Saint Malo (figure 2), on construisit au Laboratoire National d'Hydraulique en 1956 un modèle schématisant la zone marine intéressée sous la forme d'un triangle isocèle rectangle à fond incliné. Suivant les vitesses de rotation de la plateforme le supportant et les périodes des oscillations entretenues dans cette enceinte, le bassin peut représenter soit une très petite portion de mer de quelques kilomètres de côté, soit un océan de près de 1.000 km de longueur. Les résultats de cette étude (3) ont été communiqués, discutés et interprétés par une commission dénommée « Pool Coriolis » comprenant les représentants de divers organismes scientifiques français. Nous présenterons l'essentiel des résultats de cette étude dans le chapitre suivant.

Parallèlement, les études purement théoriques sur le sujet se sont développées,

et c'est ainsi que L. VANTROYS élaborait la nouvelle théorie de la similitude présentée à la XI^{me} Assemblée à Toronto (4), que nous complétions par ailleurs (5), et qui permet d'entrevoir un jour la possibilité d'étudier l'ensemble des circulations océaniques sur modèle réduit (6). Actuellement en France, les vérifications expérimentales de ces théories en sont à leur point de départ.

Les études sur le modèle schématique ayant précisé l'influence de la force de Coriolis, et montré que, pour une étendue même de l'ordre de 100 km de côté on peut se contenter de construire un modèle fixe, tout au moins dans le cadre des précisions recherchées pour une étude préliminaire de l'usine. C'est pourquoi on commença en 1957 à construire au Laboratoire National d'Hydraulique, un modèle réduit fixe au 1/2.500 en plan et 1/300 en hauteur représentant tout le Golfe de Saint Malo. Ce modèle de grande étendue (45 · 40 m) bénéficiant au maximum de l'évolution de la technique des modèles, est en cours d'étalonnage, il confirme en tout point les prévisions du modèle schématique. Parallèlement, pour chiffrer les erreurs dues à la non représentation de la force de Coriolis à l'échelle sur le grand modèle fixe au 1/2.500, on a réalisé au Laboratoire National d'Hydraulique un modèle tournant au 1/50.000 en plan et 1/500 en hauteur ayant la même emprise. Ce sont les résultats de l'étalonnage de ce modèle que nous présenterons par la suite.

Il reste cependant à résoudre le problème d'être certain de ne pas avoir à introduire des conditions aux limites légèrement perturbées par l'usine, le long de la frontière maritime du grand modèle au 1/2.500. Pour lever cette indétermination et en quelque sorte pour piloter le grand modèle, l'Université de Grenoble construit actuellement un modèle tournant de la Manche entière au 1/50.000 en plan et 1/500 en hauteur. Ce modèle est installé sur une plateforme tournante de 14 m de diamètre, œuvre de la Société Grenobloise d'Etudes et d'Applications Hydrauliques. A titre indicatif on peut avoir une idée des difficultés techniques rencontrées en notant que la précision des roulements ne doit pas entraîner des vibrations de plus du 1/10 mm sur le bord du plateau.

4. ETUDE DE LA MAREE DANS UN BASSIN TRIANGULAIRE TOURNANT

Nous nous proposons de résumer ici les résultats principaux et intéressants pour la suite, d'une étude de l'onde-marée dans un bassin triangulaire tournant. La marée a été étudiée dans une enceinte en forme de triangle rectangle isocèle. La profondeur du bassin est uniformément croissante depuis le sommet de l'angle droit du bassin jusqu'à l'hypoténuse du triangle. Cette dernière est matérialisée par une plaque susceptible d'être animée d'un mouvement de translation sinusoïdal et faisant office de générateur de marée (figure 3). La période d'oscillation du générateur de marée et la vitesse de rotation de la plateforme sont variables de 5 s à 25 s et de 1 tour en 10 s à 1 tour en 1 mn. Un limnigraphe à pointe vibrante asservie permet d'enregistrer les mouvements du plan d'eau en chaque point, une caméra électrique permet de cinématographier les positions successives de petits flotteurs placés à la surface de l'eau et d'en déduire le champ de courant.

L'originalité de l'installation est de constituer un modèle réduit à échelle variable d'un océan de forme triangulaire et de profondeur uniformément croissante à partir du sommet de ce triangle. En effet les échelles de similitude en plan λ , en hauteur ζ et des temps τ sont liées par la relation :

$$\tau\mu^{1/2} = \lambda$$

Si on désigne par D la distorsion, c'est-à-dire le rapport entre les échelles de similitude en plan et en hauteur

$$D = \lambda/\mu$$

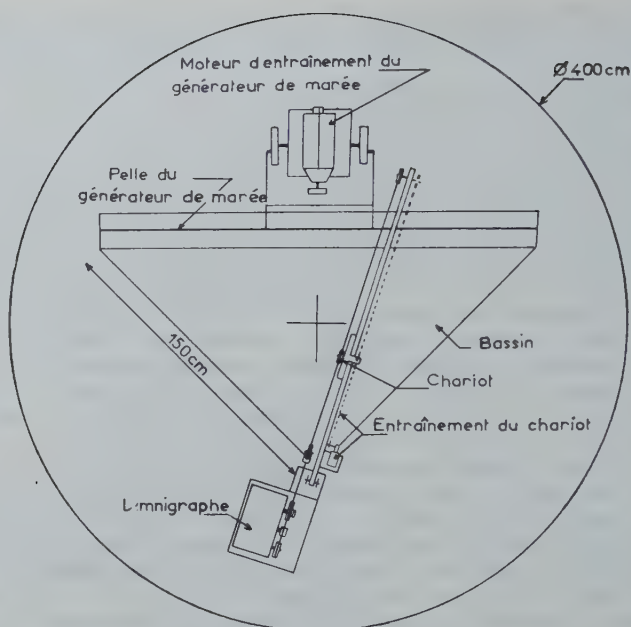


Schéma de l'installation (vue de dessus)

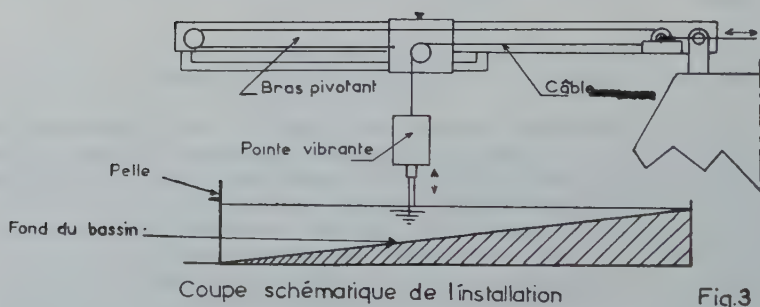


Fig.3

il vient

$$\tau = D^{-1/2} \lambda^{1/2}$$

Supposons la distorsion constante et égale à 100. Représentons la marée semi-diurne de période 12 h 25 mn = 44.700 s par une oscillation de période T (s) sur le modèle, nous avons :

$$\tau = T/44.700$$

$$\lambda = \frac{T^2}{20.000.000}$$

On voit ainsi qu'en faisant varier T de 5 à 25 s, l'échelle λ varie de 1/800.000

à 1/32.000. Le côté du bassin modèle ayant 1,5 m, il peut représenter un océan triangulaire de 1.200 km à 48 km de côté. La profondeur maximum du bassin étant de 11 cm, l'échelle en hauteur variant de 1/8.000 à 1/320, la profondeur maximum de ces divers océans varie de 880 à 35 m. On se rend compte ainsi pourquoi le modèle est susceptible de représenter continûment toutes les aires marines depuis l'océan d'un millier de kilomètres de long jusqu'à la baie d'une cinquantaine de kilomètre de côté.

Le fond du modèle réduit peut être tapissé ou non d'éléments de rugosité, et les études de marée ont été effectuées avec ou sans rugosité de fond. Dans ces deux hypothèses, la marée a été étudiée dans les trois cas suivants :

- le bassin est immobile c'est-à-dire que la force de Coriolis est négligée,
- la zone marine est centrée à 49° de latitude Nord, la durée de rotation d'un tour de la plateforme est alors :

$$R(s) = \frac{86.400}{\sin 49''} \tau = 2,55 T(s)$$

- la zone marine est aux latitudes critiques c'est-à-dire au voisinage du pôle,

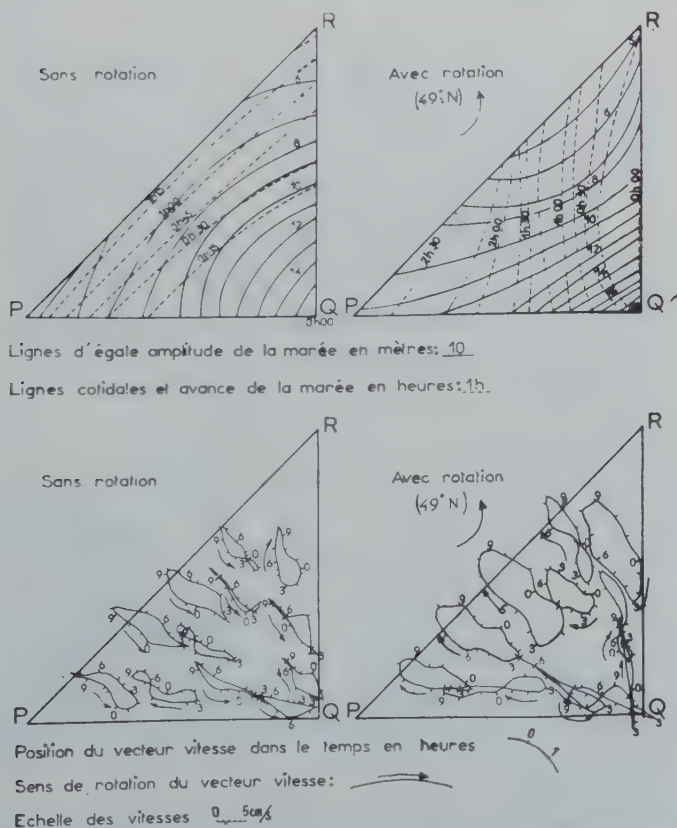


Fig. 4. Essais avec rugosité : Période de la marée 5,77 s; Amplitude du batteur : 44 mm; Période de la rotation de la plateforme 14,8 s; Longueur du côté de l'angle droit : 900 km; Profondeur maximum : 660 m.

la durée R de la rotation d'un tour de la plateforme est le double de la période T de l'oscillation du plan d'eau.

Nous présentons seulement ici les relevés complets de marée et de courant, pour une mer de 900 km et 150 km de côté dans le cas où le frottement est important (figures 4 et 6) ou nul (figures 5 et 7), la plateforme étant animée ou non d'un mouvement de rotation. On constate (figure 4) que l'action conjointe du frottement et de la force de Coriolis modifie les réseaux de lignes cotidales et d'égal marnage d'une mer de 900 km de côté. Ces réseaux symétriques par rapport à la bissectrice de l'angle droit du triangle en l'absence de la force de Coriolis s'inclinent en sens inverse quand le bassin tourne, de sorte que le marnage est exagéré sur le bord droit de la mer par rapport à l'axe de propagation de la marée et que les lignes cotidales convergent vers un point amphidromique virtuel situé à gauche de l'axe de propagation de la marée. Le champ de courant représenté par les roses de courants graduées en heures, montre que le champ de courant est symétrique tant en forme qu'en sens de rotation du vecteur vitesse, quand la force de Coriolis est nulle. Il se transforme en un champ de roses de courants dont les vecteurs vitesses tournent partout en sens inverse de la rotation de la plateforme quand celle-ci tourne.

Supprimons la rugosité de fond pour une mer de 900 km de côté (figure 5), on

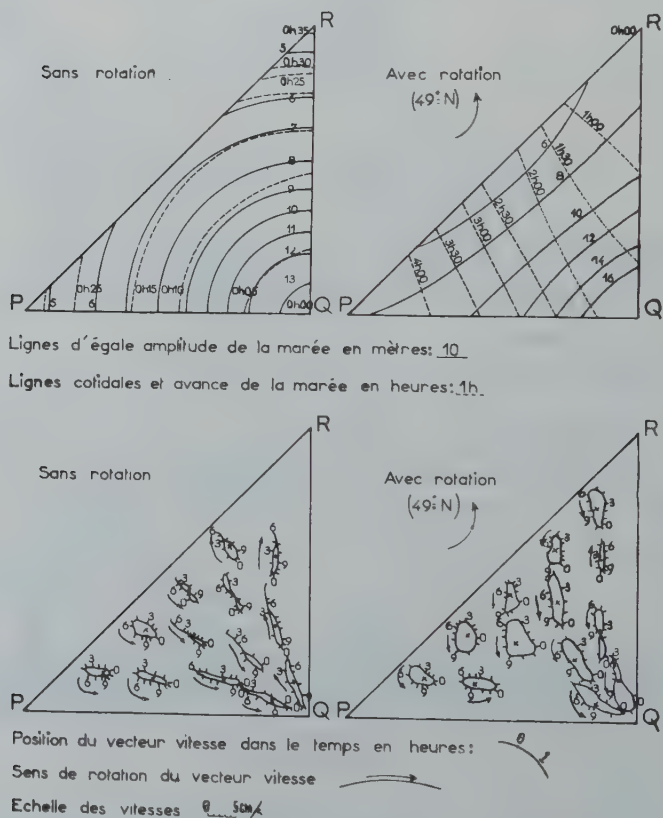


Fig. 5. Essais sans rugosité: Période de la marée: 5,77 s; Amplitude du batteur: 45 mm; Période de la rotation de la plateforme: 14,8 s; Longueur du côté de l'angle droit: 900 km; Profondeur maximum: 660 m.

observe que le réseau de lignes cotidiales est fortement modifié par la force de Coriolis, mais par contre le réseau de lignes d'égal marnage est peu changé. Il est intéressant de remarquer qu'alors les vecteurs vitesses tournent tous dans le même sens que la plateforme. Cette différence, par rapport au cas de l'étude avec rugosité de fond, a été approfondie par ailleurs. En faisant varier la densité de la rugosité de fond nous avons montré comment, progressivement, les vecteurs vitesses changent de sens de rotation (3). Les figures 6 et 7 relatives aux mêmes résultats, pour une mer de 150 km, conduisent aux mêmes conclusions en ce qui concerne le champ de courant. Par contre on voit que le réseau de lignes d'égal marnage est peu modifié par la force de Coriolis. De plus on constate qu'en présence du frottement, la force de Coriolis modifie, mais de peu, le réseau des lignes cotidiales (figure 6); il n'en est plus de même si le frottement est nul (figure 7).

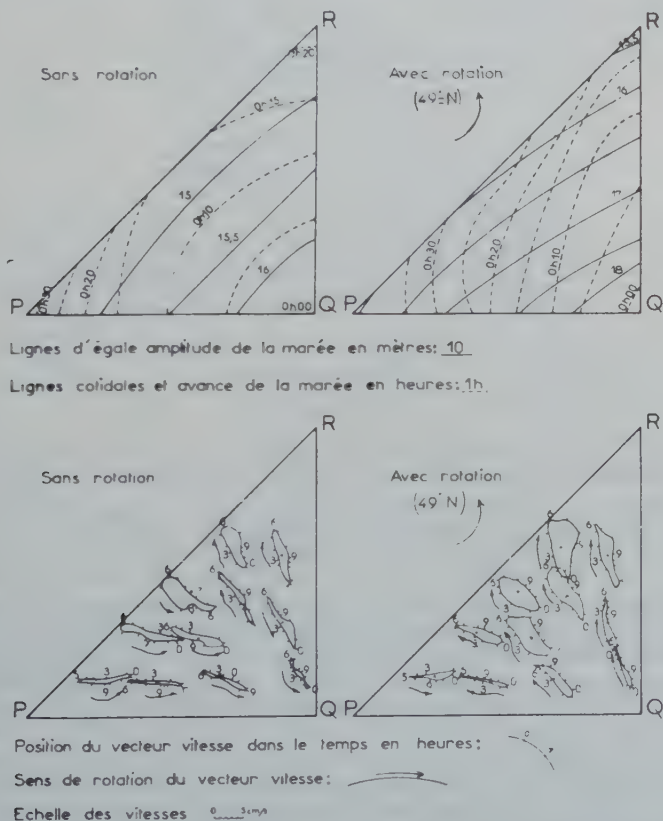


Fig. 6. Essais avec rugosité : Période de la marée : 14,15 s; Amplitude du batteur : 120 mm; Période de la rotation de la plateforme : 36,4 ; Longueur du côté de l'angle droit : 150 km; Profondeur maximum : 110 m.

En résumé, la force de Coriolis seule est sans action sur le marnage si le frottement est nul. Par contre l'action conjointe du frottement et de la force de Coriolis augmente le marnage sur le côté à droite de l'axe de propagation de la marée. La figure 8 montre

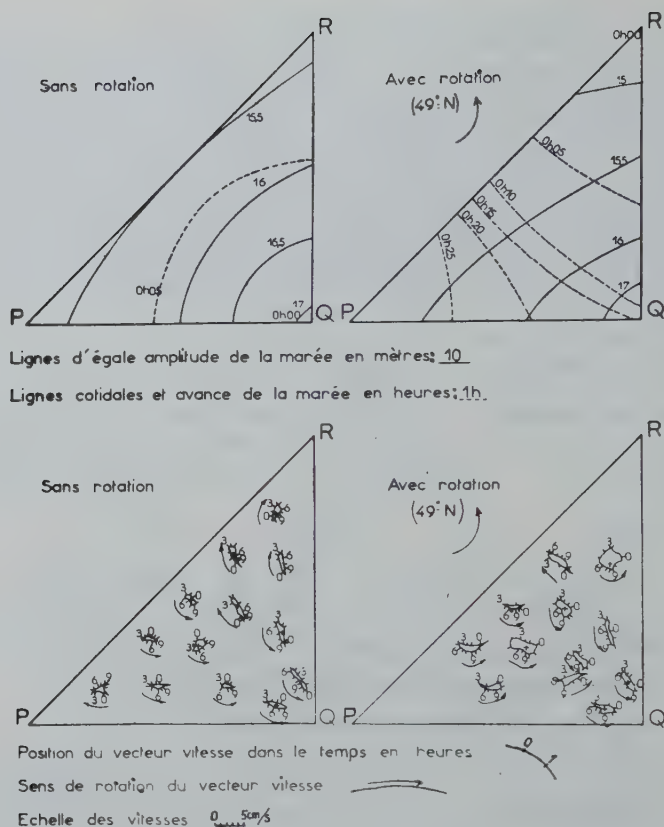


Fig. 7. Essais sans rugosité : Période de la parée 14,15 s; Amplitude du batteur : 120 mm; Période de la rotation de la plateforme : 36,4; Longueur du côté de l'angle droit : 150 km; Profondeur maximum : 110 m.

que pratiquement la répartition du marnage n'est pas modifiée sur le côté QR situé à gauche ou face à la direction de propagation de la marée, tandis que le marnage se gonfle sur le côté droit quand la force de Coriolis intervient. On retiendra que si le marnage est doublé pour un océan de 1.600 km, il n'est plus modifié que de 5% pour un golfe de 100 km de côté correspondant au cas qui nous intéresse c'est-à-dire le Golfe de Saint Malo.

La force de Coriolis modifie profondément le réseau des lignes cotidales quelle que soit l'intensité du frottement. La figure 9 montre que la différence de phase est encore de l'ordre de 20 minutes entre les deux sommets P et R du bassin quand il représente un golfe de 100 km de côté. On comprend l'importance de cette différence de phase quand on constate qu'elle est de l'ordre de grandeur du temps de propagation total de la marée dans la mer étudiée.

5. ETUDE DE LA MARÉE SUR LE MODÈLE TOURNANT DU GOLFE DE SAINT MALO

Ce modèle réduit doit servir à préciser les écarts, dus à la non reproduction de la force de Coriolis à l'échelle, qui sont susceptibles de fausser les résultats du modèle

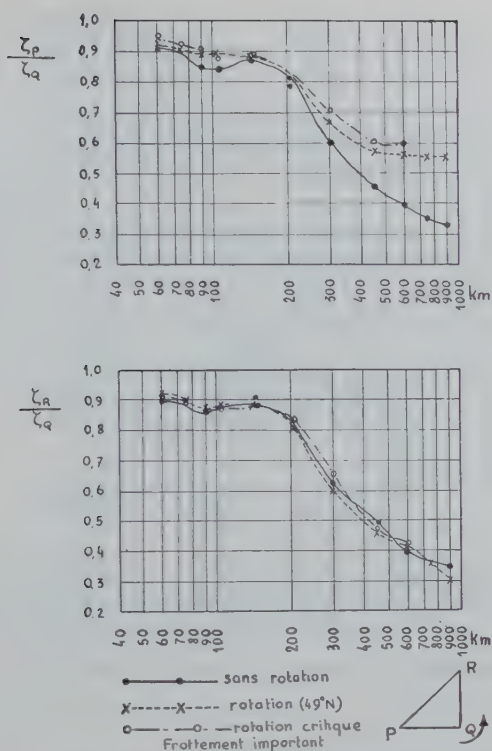


Fig. 8. Variation des rapports des marnages en différents points du triangle en fonction de la longueur du côté de l'angle droit et de la période de rotation du bassin.

non tournant au $1/2.500$ en plan et $1/500$ représentant le Golfe de Saint Malo. Le modèle est construit dans une cuve posée sur une plateforme de 4 m de diamètre (figure 10). La marée est engendrée par 5 plongeurs à amplitude et phase variable. C'est par le réglage de ces différents paramètres et l'implantation judicieuse de la rugosité de fond que l'on a pu obtenir l'étalonnage du modèle pour un coefficient de marée donné.

La période de la marée est toujours de 20 s, correspondant à l'onde semidiurne lunaire, la plateforme peut être immobile ou être animée d'un mouvement de rotation à raison de 1 tour en 51,2 s. Cette rotation induit alors une accélération complémentaire correspondant à la composante, normale au plan horizontal, de l'accélération engendrée par la rotation de la Terre en un point situé à 49° de latitude Nord. Du fait de la faible vitesse de rotation de la plateforme et de son petit diamètre, il n'est pas tenu compte de la force centrifuge et les fonds sont toujours rapportés à un plan horizontal. Pour éviter toutes vibrations parasites aucun moteur n'est posé sur la plateforme. L'entraînement du plongeur est obtenu en utilisant la relativité des mouvements de deux axes coaxiaux, dont l'un est lié à la plateforme l'autre comportant une roue dentée à son extrémité (figure 11). Suivant que l'un ou l'autre ou les deux axes tournent ou ne tournent pas, le modèle est fixe ou tournant, avec ou sans marée. Comme dans l'étude précédente les mesures sont effectuées au moyen d'un limnigraphe et d'une caméra cinématographique.

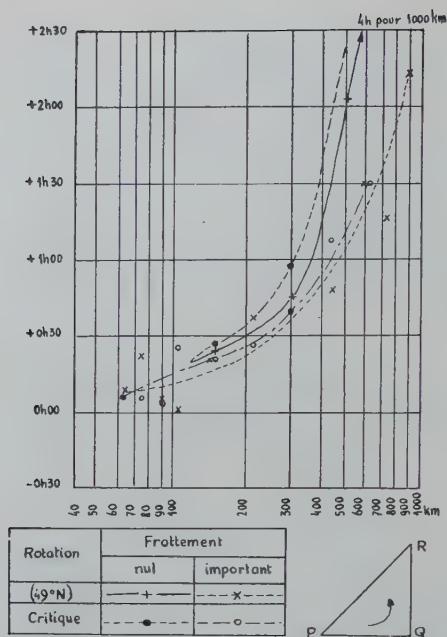


Fig. 9 Différence de phase de l'onde-marée entre les extrémités P et R du bassin.

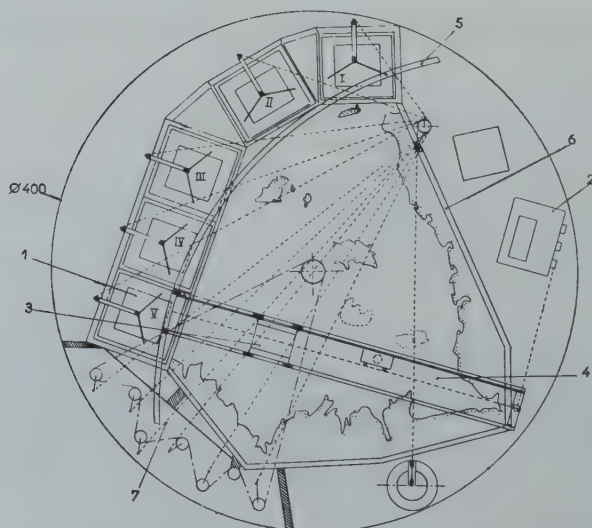


Fig. 10. Vue générale du modèle tournant du golfe de St Malo : 1 Plongeur; 2 Marégraphe; 3 Chariot de caméra; 4 Bras de mesure; 5 Rail supportant le bras mobile; 6 Limite du bassin contenant le modèle; 7 Câble actionnant les plongeurs.

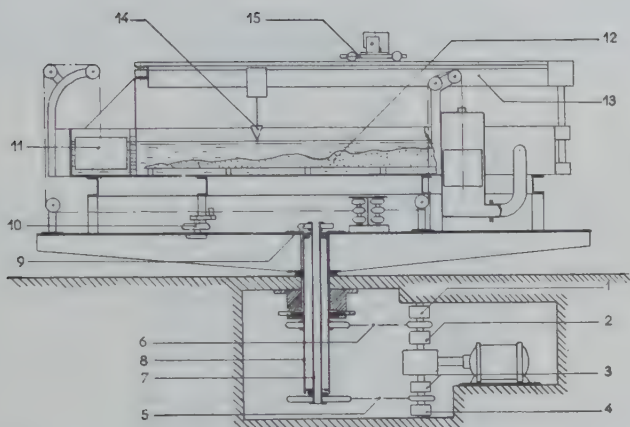


Fig. 11 Coupe schématique du modèle tournant du golfe de St Malo (voir fig. 10)
1-2-3-4 Embrayages électromagnétiques; 5-6 Chaînes de transmission; 7-8 Arbres coaxiaux; 9-10 Pignons; 11 Plongeur; 12 Modèle; 13 Bras de mesure; 14 Pointe vibrante de marégraphe; 15 Chariot de caméra

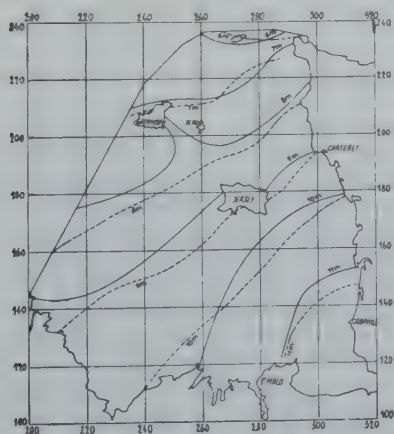


Fig. 12. Etude de la marée dans le golfe de St Malo : Sans rotation : Avec rugosité :
Lignes d'égale marnage pour une marée de coefficient 95 - nature : ————
modèle : - - - - -

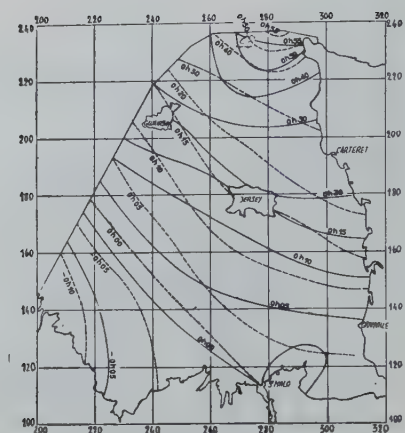


Fig. 13. Etalonnage du modèle tournant du golfe de St Malo : Avec rotation : Avec- rugosite Lignes cotidiales pour une marée de coefficient 95 nature : ——— modèle : - - - - - :

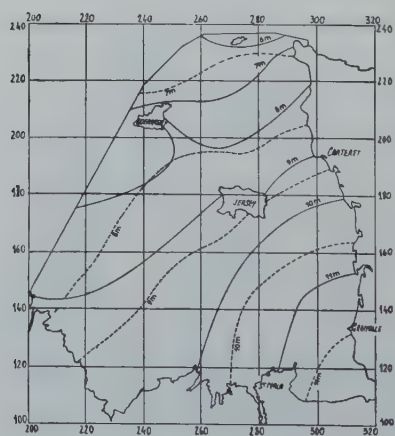


Fig. 14. Etalonnage du Modèle tournant du golfe de St Malo - Avec rotation avec rugosité — Lignes d'egal marnage pour une marée de coefficient 95 - nature : ——— modèle : - - - - - :

Les résultats de l'étalonnage du modèle pour la marée de vive-eau moyenne sont présentés sur les figures 12 et 13. La correspondance presque parfaite entre les données nature et modèle montre avec quelle précision il est possible de réaliser la marée sur modèle tournant. Dans ces conditions, le modèle est prêt à résoudre, avec la précision inhérente à ses échelles, quelques-uns des problèmes posés par la construction de l'usine marémotrice des Iles Chausey.

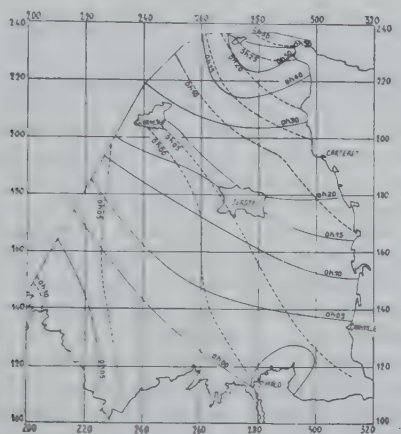


Fig. 15. Etude de la marée dans le golfe de St Malo : Sans rotation : Avec rugosité :
Lignes cotidiales pour une marée de coefficient 95 nature : —————
modèle : - - - - -

L'arrêt de la plateforme c'est-à-dire le cas où la force de Coriolis est négligée conduit aux réseaux de courbes des figures 14 et 15. On constate que le modèle est alors surtout faux en ce qui concerne la propagation de la marée qui ne met que 40 mn pour aller de l'Ile de Bréhat au Cap de la Hague, alors que ce trajet dure 65 mn en nature. En ce qui concerne le marnage, on constate un léger effondrement de la marée au fond du Golfe et un léger gonflement au Nord. Ces résultats confirment les prévisions énoncées au chapitre précédent, de plus les configurations trouvées lorsque la plateforme est arrêtée correspondent aux résultats obtenus au cours de l'étalonnage en cours sur le grand modèle fixe.

En définitive, ce modèle tournant est apte à reproduire fidèlement la nature et il reproduit de même la marée observée sur le modèle fixe. Il peut donc servir de modèle correcteur des résultats locaux obtenus sur le grand modèle au cours des études des modifications de marée dues à la construction et l'exploitation de l'usine marémotrice.

Par ailleurs sur ce modèle on a examiné la physionomie de la marée lorsque le fond est entièrement lisse dans les cas avec ou sans force de Coriolis. Les résultats ont confirmé que dans le cas sans frottement, l'influence de la force de Coriolis semble moins importante, et qu'elle ne suffit pas à elle seule pour obtenir la nature. En définitive le frottement sur le fond paraît être un élément prépondérant dans la

mécanique de la marée du Golfe de Saint Malo en ce sens qu'il est plus facile d'approcher la marée naturelle en négligeant la force de Coriolis qu'en négligeant le frottement. Ceci est surtout vrai en ce qui concerne la partie Sud du Golfe de Saint Malo, et comme de plus cette région est la seule intéressante pour la construction de l'usine marémotrice des Iles Chausey, cette conclusion justifie, mais du point de vue de l'ingénieur seulement, la décision de se contenter d'un grand modèle non tournant.

6. CONCLUSION

Les principaux résultats des études sur la reproduction des marées sur modèles réduits effectuées au Laboratoire National d'Hydraulique, montrent que l'on peut dans une certaine mesure négliger la force de Coriolis pour représenter sur modèle réduit, des zones marines soumises à la marée de l'ordre de 100 km de côté. Les plus grandes erreurs qu'introduisent de tels modèles réduits, concernent principalement la propagation de la marée. Dans le cas particulier du Golfe de Saint Malo ces imperfections du modèle réduit ne sont pas inquiétantes car elles sont localisées assez loin de la zone d'étude du modèle, de plus, elles seront contrôlées et corrigées à l'aide des résultats du modèle tournant de Grenoble à plus petite échelle.

Par contre pour la représentation précise de la marée dans des mers de plus de 100 km de côte, il est nécessaire d'opérer sur modèle réduit tournant. Cette technique est actuellement au point en France. Cependant elle ne pourra se développer que pour autant que les zones marines à représenter seront de dimensions raisonnables. En effet, la construction d'une plateforme tournante de 14 m de diamètre montre que les difficultés rencontrées deviennent rapidement très importantes. On ne pourra donc songer à représenter sur modèle réduit tournant des portions d'océan, qu'en utilisant des échelles de similitude très petites. Mais alors pour que la profondeur du modèle réduit soit suffisante, la distorsion à adopter devra être très grande. Or, les essais présentés ici ont montré que la distorsion de 100 paraît être une limite supérieure à ne pas dépasser à cause de la mise en œuvre très délicate de l'importante rugosité de fond nécessaire. En effet la densité des éléments de rugosité est alors telle, qu'il est très difficile d'effectuer sur le modèle réduit des mesures de courant précises, du fait que le gradient de vitesse sur une verticale n'est pas représentatif du gradient de vitesse nature. On arrive ainsi à la notion du modèle réduit intéressant seulement pour l'étude du marnage de la marée, mais incapable de donner un champ de courant correct mesurable.

Il convient donc d'essayer de diminuer encore l'échelle de similitude en hauteur, soit pour réduire la distorsion, soit pour permettre l'utilisation d'échelles en plan encore plus petites. Dans ce but les études en cours sur le modèle tournant du Golfe de Saint Malo ont précisément pour objet de voir s'il est possible de reproduire correctement les phénomènes de marée dans les mers littorales avec des échelles en hauteur de l'ordre du 1/1.000 et de préciser quelle est la limite inférieure où l'effet de la viscosité de l'eau devient gênant pour la reproduction de la marée. Alors avec une échelle des hauteurs égale à 1/1.000 et avec une distorsion de 100, la plateforme tournante installée à Grenoble permettra de représenter des mers dont la plus grande dimension atteint 1.400 km. Il semble donc utile de mentionner l'existence de cet outil, qui après avoir servi aux études préliminaires à la construction de l'usine marémotrice des Iles Chausey, se trouvera à disposition pour résoudre de nombreux problèmes océanographiques.

BIBLIOGRAPHIE

- (¹) X. MICHON et R. BONNEFILLE. La marée dans la Manche, construction et réglage d'un modèle réduit — 4^{me} Journée de l'Hydraulique — S.H.F. Juin 1956.
- (²) R. BONNEFILLE. Etude expérimentale de l'influence de la force de Coriolis sur la propagation de la marée dans la Manche — *La Houille Blanche* n° spécial B 1957.
- (³) J. VALEMBOIS et R. BONNEFILLE. Etude de l'action de la force de Coriolis sur la propagation des marées en fonction de l'étendue de la zone marine considérée. *La Houille Blanche* n° - Août 1959.
- (⁴) L. VANTROYS. Notre ignorance des marées océaniques. XI^{me} Assemblée de l'Union Géodésique et Géophysique Internationale : Toronto 1957.
- (⁵) R. BONNEFILLE — Note sur la généralisation de la similitude de Monsieur Vantroys en tenant compte de la variation des profondeurs marines — *La Houille Blanche* n° 5 : Août 1959.
- (⁶) R. BONNEFILLE — Avant projet de modèle océanique. XI^{me} Assemblée de l'Union Géodésique et Géophysique Internationale - Toronto 1957.

CIRCULATION AND MIXING IN THE MERSEY ESTUARY

K.F. BOWDEN

Oceanography Department, University of Liverpool

SUMMARY

At an anchor station in the Narrows of the Mersey Estuary, current measurements were made, using a Fjeldstad current meter, at hourly intervals at five depths between the surface and bottom, in a mean depth of water of 20 m. At the same time, water samples were obtained from the same depths to determine the temperature and salinity. The observations were continued over a 50-hour period from 30 June to 2 July 1959, during neap tides, and were repeated during a second 50-hour period, 6-8 July 1959, covering spring tides. While the observations at the anchor station were being made, another boat was used to take samples from three depths at hourly intervals during a tidal period at a station 4.6 km downstream and, on the following day, at a station 0.9 km upstream from the anchor station. From these data, the horizontal salinity and density gradients along the estuary could be determined.

The current measurements showed that, averaged over a tidal period, there was a net downstream flow in the upper layer, reaching a velocity of approximately 12 cm/s. near the surface, while the upstream flow in the lower layer reached a velocity of about 10 cm/s. near the bottom. These values were very similar at neap and spring tides. The surface amplitude of the tidal current increased from 120 cm/s. at neaps to 160 cm/s. at springs.

The salinity data showed, as found previously by Hughes, that although vertical mixing was intense enough to make the water column almost homogeneous at mid-flood, at other times during the tidal period the vertical gradient of salinity became considerable. The salinity difference between surface and bottom reached about 0.6 ‰ near the time of high water and 2.0 ‰ near low water. By combining the current and salinity data the transport of salt by the differential flow was computed. It was found that this was sufficient to account for a large part of the transport which, in the absence of a knowledge of the vertical structure of current and salinity, would be attributed to longitudinal mixing.

The density data have also been used, in conjunction with the equations of motion, to compute the internal shearing stresses in the flow and their variation during the tidal period.

RÉSUMÉ

A une station dans les « Détroits » de l'Estuaire de la Mersey, des mesures de vitesses ont été faites à l'aide d'un moulinet Fjeldstad, à des intervalles d'une heure à cinq profondeurs entre le fond et la surface, dans une profondeur d'eau moyenne de 20 m. En même temps, des échantillons d'eau étaient prélevés aux mêmes profondeurs pour déterminer la température et la salinité. Les observations furent continuées sur une période de 50 heures du 30 juin au 2 juillet 1959, pendant des marées faibles et furent répétées pendant une seconde période de 50 heures du 6 au 8 juillet 1959 pendant de fortes marées. Pendant que les observations étaient faites à la station, un autre bateau fut utilisé pour prendre des échantillons à trois profondeurs à des intervalles d'une heure pendant une période de la marée, à une autre station 4,6 km plus à l'aval et, le jour suivant, à une station 0,9 km en amont de la station d'origine. De ces mesures, la salinité horizontale et les gradients de densité tout le long de l'estuaire ont pu être déduits.

Les mesures de vitesses montraient qu'en moyenne, pour une période de la marée, il y avait un courant dirigé vers l'aval dans la couche supérieure, atteignant une vitesse d'approximativement 12 cm/s près de la surface, alors que le courant vers l'amont atteignant une vitesse d'environ 10 cm/s dans la couche inférieure près du fond. Ces valeurs étaient très approximativement les mêmes aux faibles et aux fortes marées. L'amplitude du courant de marée à la surface passait de 120 cm/s aux marées faibles à 160 cm/s aux marées fortes.

Les mesures de salinité ont montré, comme l'avait constaté antérieurement Hughes, que bien que le mélange vertical fut suffisamment intense pour que la colonne d'eau soit quasi homogène à mi-marée, à d'autres moments au cours de la période de marée, le gradient de salinité devenait considérable. La différence de salinité entre la

surface et le fond atteignant environ 0,6 ‰ au voisinage du temps de la marée haute et 2,0 ‰ près de la marée basse. En combinant les mesures de salinités et de vitesses le transport de sel par courant différentiel a été évalué. Il fut trouvé que celui-ci était suffisant pour participer pour une large part dans le transport qui, en l'absence d'une connaissance de la structure verticale de courant et de la salinité, pourrait être attribué au mélange longitudinal. Les mesures de densité ont aussi été utilisées avec l'aide des équations du mouvement pour évaluer les tensions tangentielles dans le courant et leur variations au cours de la période de marée.

1. INTRODUCTION

The tidal estuary of the River Mersey extends from Warrington to New Brighton, a distance of 44 km, and then opens out into Liverpool Bay. The section immediately above New Brighton comprises a channel known as the Narrows, extending for 10 km. upstream to Dingle Point. (See Figure 1). Its width varies from 1.0 to 1.8 km, with depths up to 21 m. at low water. Above the Narrows the estuary widens out into the broader, but much shallower, Upper Basin.

In a previous investigation, Hughes (1958) obtained salinity observations at a number of stations in the Narrows. Using these in conjunction with river discharge data, he inferred values of the effective coefficient of horizontal eddy diffusion K_x in the range 1.6×10^6 to 3.6×10^6 cm²/s. The salinity data indicated the existence of an appreciable differential flow, downstream in the upper layer and upstream in the lower layer, although no measurements of current were available at that time.

The objects of the present investigation were:

(1) To make direct measurements of current at various depths.

(2) To determine the salinity profile and its variation with time in more detail.

(3) Hence to be able to compute the transport of salt by various processes and determine to what extent the differential flow was responsible for the apparent longitudinal mixing.

(4) To measure the horizontal gradients of salinity and density along the estuary and so be able to apply the equations of mixing and dynamics.

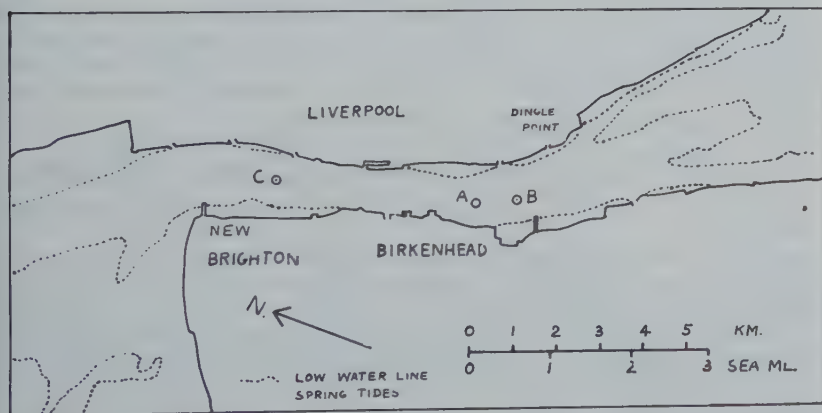


Fig. 1 — The Narrows of the Mersey Estuary, showing positions of stations A, B and C.

2. OBSERVATIONS

An anchor station was occupied by M.V. «William Herdman» at position A in Figure 1,

in a mean depth of 20.4 m. Current measurements were made each hour at depths 1 m, 5 m, 10 m,... down to 1 m. above the bottom, using a Fjeldstad current meter. Water samples were taken from the same depths each hour with an insulating water bottle. The salinities were determined from measurements of the electrical conductivity made in the laboratory.

The observations were made over two periods, each of 50 hours thus covering 4 tidal periods. The first period was from 30 June to 2 July 1959, during neap tides, and the second from 6 to 8 July, 1959, during spring tides.

During the same periods, water samples were obtained at stations B and C, 0.9 km upstream and 4.6 km downstream respectively from A, by a survey launch of the Mersey Docks and Harbour Board. The two stations were occupied on successive days and samples were taken from 3 depths at hourly intervals over a tidal period.

Data on the discharge of fresh water into the estuary during the period 10 June to 10 July 1959 were provided by the Mersey and Cheshire River Boards. The total daily discharges into the estuary from 23 July to 8 July are shown in Table 1.

TABLE 1
Daily discharges of fresh water into Mersey estuary

Date : June	23	24	25	26	27	28	29	30
Discharge : m ³ /s	24.8	31.9	34.4	28.4	45.0	32.8	22.7	21.4
Date : July	1	2	3	4	5	6	7	8
Discharge : m ³ /s	32.2	59.4	27.3	19.9	19.3	18.4	18.1	17.8

3. MEAN FLOW OVER A TIDAL PERIOD

From the current data, velocity profiles were drawn for each lunar hour relative to HW (high water), for the first and second 50-hour periods. Velocities were read off for given fractions of the total depth of water, i.e. $z/h = 0.05, 0.2, 0.4$, etc. for each hour. Hence the net velocity over a tidal period was determined for each value of z/h .

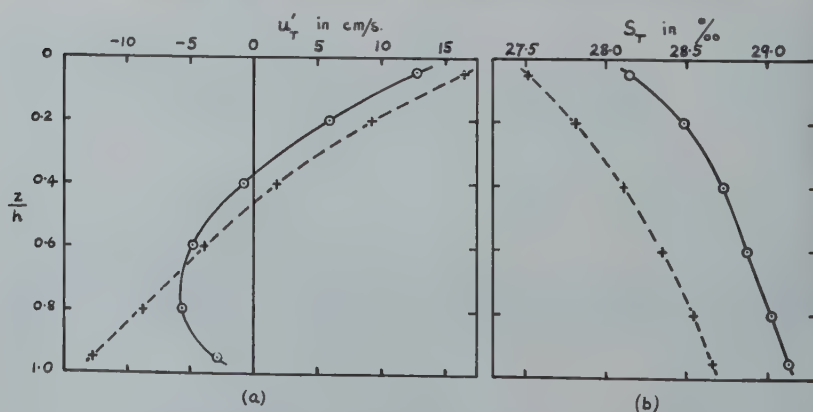


Fig. 2 — Mean profiles over a tidal period of (a) velocity and (b) salinity : —○— 30 June - 2 July; —+— 6 - 8 July, 1959.

A depth-mean flow was found of 4.8 cm/s upstream during the first period and 1.0 cm/s downstream in the second period. These values are too large to represent the mean flow through a complete section and are probably due to variations across the section. The depth-means have been subtracted in order to obtain the differential flow, which is shown in Figure 2(a) for each of the two periods.

The depth-mean amplitude of the tidal current was 93 cm/s and 132 cm/s respectively during the two periods.

4. SALINITY PROFILES

The salinity observations were treated in a similar way and salinity profiles drawn for each lunar hour relative to HW. The mean profile over a tidal period was deduced and is shown in Figure 2(b) for each of the two periods.

Salinity profiles at particular hours, i.e. 0, 3, 6, 9 and 10 lunar hours after HW are shown in Figure 3 for the two periods. These indicate the variation in the vertical gradient of salinity during the tidal period. During the first period the water was practically homogeneous at 10 hours, but during the period 6-8 July the salinity difference between surface and bottom was never less than 0.50 ‰.

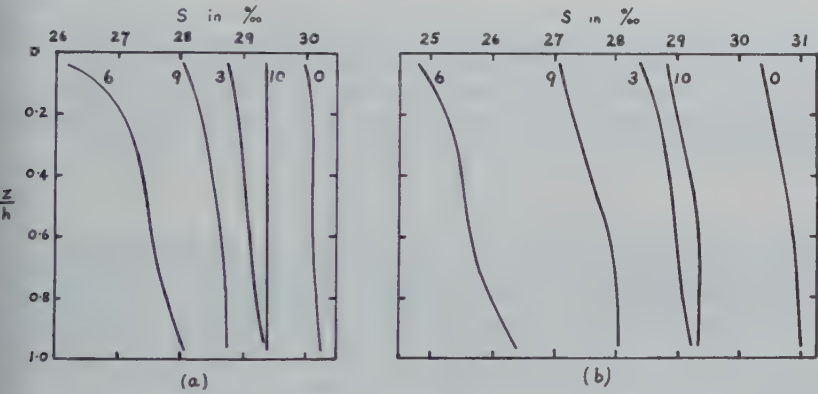


Fig. 3 — Salinity profiles at 0, 3, 6, 9 and 10 lunar hours after HW : (a) period 30 June-2 July; (b) period 6-8 July, 1959.

5. BASIC THEORY

Let rectangular axes be taken, with origin in a level surface near the free surface, OX horizontally along the centre of the estuary, positive downstream, OY across the estuary, OZ vertically downwards. Let u denote the velocity component parallel to OX and S the salinity at any point at time t , h the depth of water at time t .

The rate of transport of salt by advection through unit width of a section perpendicular to the mean flow at time t is given by

$$Q = \int_0^h u S dz$$

Let $u = \bar{u} + u'$, $S = \bar{S} + S'$, where $\bar{u} = \frac{1}{h} \int_0^h u dz$, etc.

Then

$$Q = h\bar{u}\bar{S} + \overline{hu'S'} \quad (1)$$

Now consider the mean transport Q_T during a tidal period T and let $\bar{u} = \bar{u}_T + \bar{u}_1$, $\bar{S} = \bar{S}_T + \bar{S}_1$

where $\bar{u}_T = \frac{1}{T} \int_0^T \bar{u} dt$ etc.

$$\left. \begin{aligned} \text{Then } Q_T &= h\bar{u}_T\bar{S}_T + \frac{1}{T} \int_0^T h\bar{u}_1\bar{S}_1 dt + \frac{1}{T} \int_0^T \overline{hu'S'} dt \\ &= Q_1 + Q_2 + Q_3 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Q_1 represents advection by the mean flow due to the river discharge R . If A is the cross-sectional area of the section

$$\bar{u}_T = \frac{R}{A} \quad (3)$$

Q_2 arises from the variation in depth-mean salinity during the tidal period. Q_3 arises from the differential flow combined with the vertical salinity gradient.

On the assumption that horizontal advection and vertical eddy diffusion are the dominant mixing processes involved, as found by Pritchard (1954) for the James River estuary, the equation governing the salinity distribution at time t is

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial S}{\partial z} \right) \quad (4)$$

where K_z is the coefficient of vertical eddy diffusion. Integrating from surface to bottom and putting the vertical flux of salt zero at both limits,

$$\frac{\partial \bar{S}}{\partial t} + u \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} = 0$$

$$\text{Hence } \frac{\partial S'}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} - u \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial S}{\partial z} \right) \quad (5)$$

Over a tidal period, if the mean salinity does not change,

$$\int_0^T \left(u \frac{\partial S}{\partial x} - u \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} \right) dt = \int_0^T \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial S}{\partial z} \right) dt \quad (6)$$

In order, however, to obtain an order of magnitude result, it will be assumed that an equation similar to (5), with $\partial S'/\partial t = 0$, may be applied to the mean values over a tidal period, i.e.

$$u_T \frac{\partial \bar{S}_T}{\partial x} - \overline{u_T} \frac{\partial \bar{S}_T}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial \bar{S}_T}{\partial z} \right) \quad (7)$$

where the suffix T denotes a mean value over the tidal period, and K_z is understood to be an effective value of K_z representing the mean mixing conditions during the period.

Neglecting second order acceleration terms and assuming that the transverse velocity is small enough for the geostrophic term to be neglected, the equation of motion for the velocity component along the estuary may be written

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - gP - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad (8)$$

where ζ = elevation of the free surface, τ = shearing stress per unit area across a horizontal plane, ρ = density, g = acceleration due to gravity and

$$P = \frac{1}{\rho} \int_0^z \frac{\partial \rho}{\partial x} dz$$

Lateral shearing stresses have been neglected.

If N_z is the kinematic coefficient of vertical eddy viscosity,

$$\tau = -\rho N_z \frac{\partial u}{\partial z}$$

Integrating from $z = 0$ to $z = h$,

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x} - g\bar{P} - \frac{\tau_0}{\rho h} \quad (9)$$

where τ_0 = bottom stress, the surface stress being taken as zero.

$$\text{Hence } \frac{\partial u'}{\partial t} = -g(P - \bar{P}) - \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau}{\partial z} + \frac{\tau_0}{\rho h} \quad (10)$$

On integrating equation (10) over a tidal period, the left hand side will become zero, if the mean conditions do not change. In order to obtain an estimate of the order of magnitude of the terms, however, it will be assumed that an equation similar to (10) may be applied to the mean values over a tidal period, as in considering the mixing equation (6). Then it follows that

$$\tau_T = -\rho N_z \frac{\partial u'_T}{\partial z} = -g \int_0^z \rho (P_T - \bar{P}_T) dz + \frac{\tau_0 T z}{h} \quad (11)$$

Hence an estimate of the effective coefficient N_z , representing mean conditions over a tidal period, may be obtained.

6. MEAN TRANSPORT OF SALT AND EFFECTIVE VALUE OF K_x

The net transport of salt per unit width of cross-section during a tidal period is given by equation (2). The various terms in this equation have been evaluated for the two periods of observations and their magnitudes are shown in Table 2.

It is interesting to note that whereas Q_3 is similar in the two periods, Q_2 is 3 times as great as Q_3 in the first period and much smaller in the second. This may be related to the fact that during the second period, not only was the mean river discharge less but it was more constant during the period of observations.

One cannot expect to obtain a balance to the transport equation (2) because conditions were not necessarily uniform across the section and were not strictly stationary.

TABLE 2

Computation of mean transport of salt

			30 June-2nd July	6-8 July
River discharge R	m^3/s		41.05	18.02
Mean flow velocity \bar{u}_T	cm/s		0.213	0.0934
Mean salinity \bar{S}_T	‰		28.75	28.17
Q_1/h_T	‰ cm/s		6.34	2.63
Q_2/h_T	‰ cm/s		— 6.95	— 0.44
Q_3/h_T	‰ cm/s		— 2.36	— 3.04
$Q/h_T = (Q_1 + Q_2 + Q_3)/h_T$	«		— 2.97	— 0.85
$\partial \bar{S}_T / \partial x$	10^6 ‰/cm		1.97	2.28
K_x corres. to Q_3	$10^6 \text{ cm}^2/\text{s}$		1.20	1.33
K_x corres. to $(Q_2 + Q_3)$	$10^6 \text{ cm}^2/\text{s}$		4.73	1.53

If the variations of u and S with depth and with time during the tidal period were not known, the transport due to terms Q_2 and Q_3 would be treated as a longitudinal mixing term, given by

$$-K_x \frac{\partial \bar{S}_T}{\partial x}$$

where K_x is a coefficient of longitudinal eddy diffusion. The values of the salinity gradient along the estuary and of the effective K_x corresponding to (a) Q_3 alone and (b) $Q_2 + Q_3$ are given at the foot of Table 2.

7. DYNAMICS OF FLOW: EFFECTIVE VALUES OF N_z

Using mean values over the tidal period, an estimate of the stress τ_T as a function of z may be obtained from equation (11). The term in $P_T - \bar{P}_T$ was evaluated from the observed density gradient along the estuary. There is a difficulty, however, in estimating the mean bottom stress τ_{0T} . For the first period, $\partial u'_T / \partial z = 0$ at $z = 0.75 h$ (See figure 2a) and it seems reasonable to assume that $\tau_t = 0$ at the same value of z . This corresponds to $\tau_{0T} = -0.73 \text{ dyn/cm}^2$ and leads to the distribution of τ_T and the values of N_z given in Table 3. The same procedure cannot be applied to the second period since u'_T does not reach an extreme value. It appears that the effective value of τ_{0T} must have been small, and so τ_{0T} has been put equal to zero in deriving the values of τ_T and N_z shown in Table 3 for this case.

The values of N_z in the Table are of the order of $1/10$ if those which would be expected to apply to a tidal current in water of uniform density. A mean value of $230 \text{ cm}^2/\text{s}$ was found at mid-depth in Red Wharf Bay, North Wales (Bowden, Fairbairn and Hughes, 1959), corresponding to a mean amplitude of tidal current $U_1 = 42 \text{ cm/s}$, depth $h = 22 \text{ m}$. Assuming N_z to be proportional to $U_1 h$ would indicate values of $N_z = 460 \text{ cm}^2/\text{s}$ for the first period and $660 \text{ cm}^2/\text{s}$ for the second period in the Mersey, if the density had been uniform.

TABLE 3

Effective values of τ , N_z and K_z over a tidal period

$\frac{z}{h}$	30 June-2 July			6-8 July		
	τ	N_z	K_z	τ	N_z	K_z
	dyn/cm ²	cm ² /s	cm ² /s	dyn/cm ²	cm ² /s	cm ² /s
0.1	0.20	9	5	0.34	14	8
0.3	0.45	27	19	0.86	46	23
0.5	0.39	40	27	1.03	73	30
0.7	0.10	43	17	0.86	72	29
0.9	-0.42	(62)	(3)	0.34	25	13

8. VERTICAL MIXING : EFFECTIVE VALUES OF K_z

Applying equation (7) to the mean values over the tidal period leads to the effective values of K_z given in Table 3. These values of K_z are of the order of half the corresponding values of N_z .

9. VARIATION OF K_z DURING THE TIDAL PERIOD

Equation (5) has been applied in an attempt to determine K_z as a function of z hour by hour during the tidal period. The results for the period 6 to 8 July for 2, 3, 4, 5, 9 and 10 lunar hours after HW are shown in Table 4. The values of K_z for other hours were smaller but could not be determined with any accuracy because of the smallness of the various terms in the equation, particularly near HW and LW. The figures in

TABLE 4

Values of K_z (cm²/s) (during tidal period for 6-8 July)

$\frac{z}{h}$	Lunar hours after HW						
	2	3	4	5	...	9	10
0.1	13	20	17	5	...	12	55
0.3	30	100	45	20	...	25	95
0.5	75	155	90	45	...	30	85
0.7	120	140	105	70	...	55	125
0.9	45	55	75	70	...	45	—

the Table indicate that when the velocity of the tidal current is large, in flood or ebb, the values of K_z are 3 to 5 times as great as the effective values over a tidal period. The values are still considerably smaller, however, than those which would be expected in conditions of neutral stability.

10. ACKNOWLEDGMENT

I am pleased to acknowledge the assistance of my colleagues in the Oceanography Department, University of Liverpool, in carrying out the observations and analyses of the samples, and of the Mersey Docks and Harbour Board in providing a survey launch to make observations at stations *B* and *C*.

REFERENCES

- BOWDEN, K.F. FAIRBAIRN, L.A. and HUGHES, P., 1959. *Geophys. J., R. Astr. Soc.* **2**, 288.
HUGHES, P., 1958. *Geophys. J., R. Astr. Soc.*, **1**, 271.
PRITCHARD, D.W., 1954. *J. Mar. Res.*, **13**, 133.

MEASUREMENTS OF TURBULENT DIFFUSION IN ESTUARINE AND INSHORE WATERS

D.W. PRITCHARD and J H. CARPENTER

SUMMARY

A new tracer technique for the direct observation of movement and dispersion of estuarine and inshore waters is described. The method utilizes the fluorescent organic pigment, Rhodamine B, together with a very stable, compact filter fluorometer. The tracer is very satisfactory with regard to stability, cost, toxicity, and detectability. Its nearly unique fluorescent and absorption spectra minimize the effect of natural background so that concentrations as low as 2×10^{-11} have been observed in the field, with expectations that this detection limit can be lowered to 4×10^{-12} . Advection and diffusion from approximate point sources discharged in Baltimore Harbor, in Conowingo Lake, and in Chesapeake Bay were measured. Theoretical models of horizontal diffusion are compared to the observed decrease in concentration with time.

THE TURBULENT DIFFUSION AND CONVECTION OF SALINE WATER IN AN IDEALIZED ESTUARY

Donald R. F. HARLEMAN ⁽¹⁾ and Arthur T. IPPEN ⁽²⁾

Hydrodynamics Laboratory
Department of Civil and Sanitary Engineering
Massachusetts Institute of Technology
Cambridge 39, Massachusetts

SUMMARY

An experimental and analytical study of the basic factors which determine the distribution of salinity in a partially-mixed or well-mixed estuary is presented. Under conditions of constant fresh water inflow and tidal range in the ocean, a steady state salinity distribution exists for an observer moving with the tidal velocity. The principal contribution of the tide, apart from the cyclic translation of salinity, is the generation of turbulence within the estuary and the consequent mixing of saline and fresh water. (The case of negligible tide results in the familiar salt wedge).

The idealized laboratory estuary is a long rectangular channel with an inflow of fresh water at one end and a portion at the opposite end in which a constant salinity is maintained. The mixing effect of the tide is simulated by turbulence generated by the oscillation of screens at various amplitudes and frequencies.

The turbulent diffusion coefficient E was determined in a series of control tests with zero density difference between the ocean and river inflow (dye being used as a tracer) by means of the one-dimensional convective diffusion equation

$$-V_f \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial c}{\partial x} \right)$$

where V_f is the velocity of the fresh water inflow and c is the dye concentration. In this case the diffusion coefficient is a function only of the rate of turbulent energy dissipation. When a density difference exists between the ocean and the river inflow the same equation may be used to describe the salinity distribution in the estuary. In this case the gross diffusion coefficient E' may be an order of magnitude larger than E due to the gravitational convective circulation induced by the density difference. The ratio of the gross diffusion coefficient to the turbulent diffusion coefficient is an indication of the degree of mixing or stratification in an estuary. It is shown that this quantity is uniquely related to the ratio of the energy dissipated to the total gain in potential energy of the fluid in the estuary. A large value of this ratio indicates the well-mixed class of estuaries. This correlation is applicable to real estuaries and should lead to a better understanding of the basic mechanism of salinity intrusion.

1. SALINITY INTRUSION IN AN ESTUARY

The intrusion of saline water into an estuary or tidal portion of a river is a problem of considerable importance to all concerned with the utilization of estuarine waters. The use of estuary water for public consumption, industrial processes, irrigation and the maintenance of marine life depends critically upon the salinity distribution within the estuary. Usually the engineer is called upon to predict the change in the salinity distribution in a particular estuary which will occur as a result of a change in the estuary geometry or hydraulic characteristics. Common examples of such changes are the dredging of larger channels for navigation and reductions in the fresh water flow due to upstream diversions or seasonal decreases due to drought conditions. At the present time these questions can only be answered for each particular estuary after a costly model investigation of several years duration involving the collection

⁽¹⁾ Associate Professor of Hydraulics

⁽²⁾ Professor of Hydraulics

of large amounts of field data for verification of the model. Unfortunately little is learned from one estuary model study that is applicable to the next. In the hope of providing some insight into the basic mass transfer mechanism in an estuary a laboratory investigation of an idealized estuary was undertaken.

Under conditions of constant fresh water discharge into an estuary and constant ocean tidal range, a steady state salinity distribution exists for an observer moving periodically with the tidal velocity. If the turbulence generated by the tidal motion is sufficient to prevent stratification, the estuary is classed as partially-mixed or well-mixed depending on the relative magnitudes of the vertical salinity gradients. It has been shown by Ippen and Harleman (ref. 1) that it is possible to separate the cyclic translation of salinity due to the tidal motion from the quasi-steady state distribution of salinity associated with the frame of reference oscillating with the tidal velocity. Hence, if the steady state salinity distribution is known, it is possible to determine the instantaneous salinity distribution in terms of the tidal velocities in the estuary. The investigations on the idealized estuary shown schematically in Figure 1 are there-

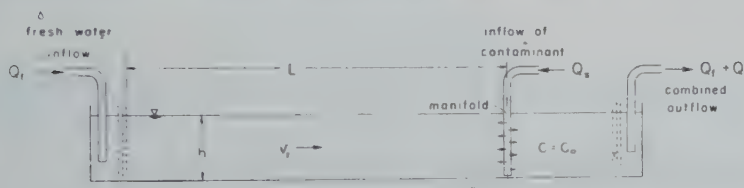


Fig. 1 — Schematic Diagram of idealized Estuary.

fore of significance in establishing the effect of the following quantities on the characteristics of the steady state salinity distribution : (i) intensity of turbulence within the region of salinity intrusion (ii) fresh water discharge rate and (iii) density difference between the fresh water and the ocean water at the estuary entrance. The portion of the laboratory flume downstream of the manifold which introduces the saline water is a region of constant concentration and therefore represents the ocean end of the idealized estuary.

In the idealized laboratory estuary turbulence is generated by oscillating screens instead of by tidal motion. This makes it possible to obtain turbulence levels in the laboratory estuary which would be difficult to achieve through shear flows induced from a tidal basin. In addition a very significant simplification in the collection of experimental data results inasmuch as a true steady state salinity distribution is obtained. A particular turbulence level in the laboratory flume therefore corresponds to turbulence developed at a certain ocean tidal amplitude in an analogous tidal estuary. It can be shown, in regard to the diffusion phenomena, that the rate of turbulent energy dissipation per unit mass of fluid is a correlating parameter which is more significant than the particular mechanism by which the turbulence is generated. The rate of energy dissipation in the laboratory flume has been correlated with the amplitude and frequency of screen motion in an earlier phase of the research program (ref. 2). A consideration of the transmission and reflection of energy by the tidal wave in an estuary also permits an evaluation of the rate of energy dissipation in the case of a real estuary (ref. 1).

A steady state distribution of salinity occurs when the upstream non-convective mass transfer due to turbulent diffusion plus the upstream convective mass transfer due to the density difference between ocean and fresh water is balanced by the downstream convective mass transfer due to the fresh water flow. The study is concerned with the one-dimensional concentration distribution in partially-mixed and well-mixed estuaries. In this sense the term longitudinal concentration distri-

bution implies that the concentration at any cross section of the estuary is the average concentration at that section. Hence concentration variations in the vertical or transverse directions are considered small in comparison with the longitudinal gradient. In a later phase of the research program the two-dimensional convective-diffusion problem is being investigated. This phase is primarily concerned with the interrelationship between the vertical and horizontal concentration gradients and the vertical velocity distributions and will be the subject of a forthcoming paper.

2. THEORETICAL CONSIDERATIONS

2.1 Convective-Diffusion Equation

The general mass transfer equation for turbulent, incompressible flow is obtained from the condition that the total mass of the diffusing substance is conserved. Thus,

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho c) + \text{div}(\rho c \mathbf{q}) = 0 \quad (1)$$

where c = concentration = $\frac{\text{mass of substance}}{\text{mass of solution}}$ and $\rho c = \frac{\text{mass of substance}}{\text{volume of solution}}$

and \mathbf{q} = the velocity vector having coordinates u, v, w in x, y, z space.

Expanding equation (1) in cartesian coordinates,

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho c) + u \frac{\partial}{\partial x}(\rho c) + v \frac{\partial}{\partial y}(\rho c) + w \frac{\partial}{\partial z}(\rho c) + \rho c \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = 0 \quad (2)$$

and noting that for incompressible fluids (zero volume change)

$$\text{div} \mathbf{q} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

there results,

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho c) + u \frac{\partial}{\partial x}(\rho c) + v \frac{\partial}{\partial y}(\rho c) + w \frac{\partial}{\partial z}(\rho c) = 0 \quad (4)$$

or

$$\frac{D}{Dt}(\rho c) = 0 = c \frac{D\rho}{Dt} + \rho \frac{Dc}{Dt} \quad (5)$$

The continuity equation for the fluid must also be satisfied, in general, $D\rho/Dt + \rho \text{div} \mathbf{q} = 0$, but from eq. (3) it follows that $D\rho/Dt = 0$ hence eq. (5) can be written,

$$\frac{Dc}{Dt} = 0 = \frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} \quad (6)$$

In a turbulent fluid,

$$\begin{aligned} u &= \bar{u} + u' \\ v &= \bar{v} + v' \\ w &= \bar{w} + w' \\ c &= \bar{c} + c' \end{aligned}$$

Substituting the above into equation (3),

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0 \quad (3a)$$

also

$$\frac{\partial u'}{\partial x} + \frac{\partial v'}{\partial y} + \frac{\partial w'}{\partial z} = 0 \quad (3b)$$

In a similar manner, substituting the instantaneous velocities and concentration and averaging, equation (6) becomes :

$$\frac{\partial(\bar{c} + c')}{\partial t} + (\bar{u} + u') \frac{\partial(\bar{c} + c')}{\partial x} + (\bar{v} + v') \frac{\partial(\bar{c} + c')}{\partial y} + (\bar{w} + w') \frac{\partial(\bar{c} + c')}{\partial z} \quad (7)$$

Upon adding the zero quantity from equation (3b)

$$c' \left(\frac{\partial u'}{\partial x} + \frac{\partial v'}{\partial y} + \frac{\partial w'}{\partial z} \right) = 0$$

Equation (7) can be written,

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (\overline{u'c'}) + \frac{\partial}{\partial y} (\overline{v'c'}) + \frac{\partial}{\partial z} (\overline{w'c'}) = 0 \quad (8)$$

By defining three coefficients of turbulent diffusion such that,

$$\overline{u'c'} = -E_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}$$

$$\overline{v'c'} = -E_y \frac{\partial \bar{c}}{\partial y}$$

$$\overline{w'c'} = -E_z \frac{\partial \bar{c}}{\partial z}$$

Equation (8) becomes the convective-diffusion equation,

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E_y \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(E_z \frac{\partial \bar{c}}{\partial z} \right) = 0 \quad (9)$$

In the following developments the bars denoting the time averages will be omitted.

With the exception of the unsteady term, the remaining terms on the left side of eq. (9) represent the convective mass transfer terms associated with the fluid velocity components. The terms on the right represent the non-convective mass transfer accomplished through the diffusion mechanism.

2.2 Estuary Diffusion

A rectangular channel, in which uniform turbulence is generated by oscillating screens, in communication with a tideless sea was adopted for the study of (i) diffusion

in well-mixed estuaries and (ii) the interaction between turbulent diffusion and gravitational convection in partially-mixed estuaries. A quantitative distinction between the well-mixed and partially-mixed estuary has not previously been formulated although their physical characteristics have been described by Pritchard (ref. 3). One of the primary objectives of this study is to provide a quantitative measure of the degree of mixing in an estuary. In the following the analytical procedures appropriate to both types of estuaries are considered.

2.2.1 The Well-Mixed Estuary

The general convective-diffusion equation (9) may be simplified for the case of a well-mixed estuary of constant cross-sectional area by neglecting the transverse, and vertical salinity gradients in comparison with the longitudinal salinity gradient. Hence, $\delta c/\delta y$ and $\delta c/\delta z \ll \delta c/\delta x$ and equation (9) becomes,

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) \quad (10)$$

For the steady-state conditions achieved in the idealized estuary shown in Figure 1, $\delta c/\delta t = 0$ and $u = -V_f = \text{constant fresh water velocity}$, therefore,

$$-V_f \frac{dc}{dx} = \frac{d}{dx} \left(E_x \frac{dc}{dx} \right) \quad (11)$$

Integrating once and evaluating the integration constant from the boundary condition; $x \rightarrow \infty$, $c = 0$ and $dc/dx = 0$, equation (11) becomes,

$$-V_f c = E_x \frac{dc}{dx} \quad (12)$$

Separating variables and integrating again;

$$\ln c = -V_f \int \frac{dx}{E_x} \quad (13)$$

The integral term depends on the characteristics of E_x as a function of x . In the idealized estuary the turbulence is homogeneous and E_x should be a constant, hence,

$$\ln c = -\frac{V_f x}{E_x} + C_1 \quad (14)$$

Referring again to Figure 1, the constant of integration C_1 may be evaluated by noting that at $x = 0$, $c = c_0$, therefore $C_1 = \ln c_0$ and,

$$\frac{c}{c_0} = e^{-V_f x/E_x} \quad (15)$$

Equation (15) is the solution of equation (11) subject to the boundary conditions of the idealized estuary. It should be observed that equation (11) expresses the condition that the upstream mass flux (which balances the downstream convective mass flux due to river flow) arises from a non-convective diffusion term. Thus in order to satisfy the assumptions of the well-mixed estuary it is important that there be no convective mass flux in the upstream direction. In the case of a fresh water estuary discharging into a saline ocean an immediate contradiction arises because the greater specific weight of the ocean water must result in a vertical salinity gradient and a gravitational convection of salt in the upstream direction. Thus it is impossible for an estuary to be well mixed in the sense that one can guarantee the absence of an

upstream convective flux of salt. Therefore, estuaries in which there exists a sufficient degree of turbulence to prevent the formation of a saline wedge are partially mixed. The classification and analysis of estuaries should therefore be based on a quantitative measure of the degree of mixing rather than on an arbitrary distinction between well-mixed and partially-mixed types.

The well-mixed state represents a condition which can only be approached, even in the idealized estuary when in communication with a saline ocean. However, it is desired to define the degree of mixing and it is important to obtain information for the well-mixed state as a limiting process. This can be achieved in the laboratory experiments by replacing the saline ocean by a fresh water ocean of marked fluid. This is accomplished by introducing dyed fresh water in place of saline water at the manifold shown in Figure 1. The experimental concentration distributions thus obtained should therefore be in agreement with equation (15).

2.2.2 The Partially-Mixed Estuary

In the previous section it has been shown that if a density difference exists between the river water and the ocean into which the estuary empties it is not possible to exactly satisfy the conditions imposed by the well-mixed estuary analysis. The transition from the well-mixed case to the more general partially-mixed case is distinguished by the increasing importance of the vertical salinity gradient. Therefore in an estuary of uniform cross section the problem becomes two-dimensional rather than one-dimensional. For this condition, again assuming a steady state, there will be four terms retained in the general convective diffusion equation (9) :

$$u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left(E_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(E_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) \quad (16)$$

Pritchard (ref. 4) has shown, by measurements in the James River, that the first term on the right hand side of equation (16) can generally be neglected. Nevertheless, very great analytical difficulties are presented by equation (16) since u and v are unknown functions of x and y .

One is faced with the choice of abandoning further analytical treatment or returning to a one-dimensional approximation. Fortunately a similar problem arose in an earlier study of one dimensional time-dependent diffusion (ref. 2). In this study it was shown that an «adjusted» diffusion coefficient could describe concentration distributions due to a combination of non-convective turbulent diffusion and gravitational convection due to differences in fluid density. At first thought the prospect of incorporating the gravity convective effect into a non-convective diffusion term appears rather dubious. However, the effect of the density difference is to induce a circulation which is in effect a large scale eddy. Turbulent mass transfer, on the other hand, is accomplished by the convective motions of small scale eddies. Thus the rigid distinction between the convective and non-convective terms is perhaps arbitrary. In any event it appears that an «adjusted» or gross diffusion coefficient is capable of accounting for the net effect of both large and small scale eddies. A schematic representation of the eddy motion associated with the fluid density difference is shown in Figure 2.

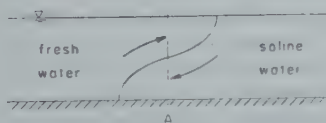


Fig. 2 — Eddy Motion Associated with Density Differences.

Imagine a vertical barrier at A separating fresh and saline water. When the barrier is removed an eddy motion as shown by the arrows is generated.

It is therefore assumed, subject to experimental confirmation, that the analysis of the partially-mixed estuary is similar to that of the well-mixed estuary with a gross diffusion coefficient E'_x replacing the E_x of the previous section. Hence, the steady-state salinity distribution for the partially-mixed estuary with uniform turbulence and cross section is given by equation (11) :

$$-V_f \frac{dc}{dx} = \frac{d}{dx} \left(E'_x \frac{dc}{dx} \right) \quad (17)$$

and its solution by equation (15) :

$$\frac{c}{c_0} = e^{-V_f x / E'_x} \quad (18)$$

2.3 Kolmogoroff Similarity Principle

One of the most important aspects of turbulent diffusion studies is an awareness of the relationship between the eddy diffusivity and the physical characteristics of the system in which the diffusion is taking place. For example, it has long been known that the magnitude of the diffusion coefficient increases with the scale of the system. As a consequence of Kolmogoroff's spectrum of turbulence theory (see Hinze, ref. 5, p. 184), Batchelor (ref. 6) has shown that the time rate of increase of average dispersion of particles is given by

$$\frac{d \overline{\xi(t)^2}}{dt} = (\text{const.}) G^{1/3} \frac{1}{(\overline{\xi(t)^2})^{2/3}} \quad (19)$$

where $\xi(t)$ is the root mean square of the x displacements (the standard deviation) and G is the average rate of energy dissipation per unit mass of fluid. In the foregoing it is assumed that a length, l , taken as a measure of the mean size of eddies participating in the diffusion process is large compared to a length l_v representing the region of influence of viscosity, thus,

$$l \gg l_v = \left(\frac{\nu^3}{G} \right)^{1/4} \quad (20)$$

Since $\frac{d \overline{\xi(t)^2}}{dt}$ is a diffusion coefficient, equation (19) predicts a dependence of the diffusion coefficient on G and l of the form :

$$E_x = (\text{const.}) G^{1/3} \cdot l^{4/3} \quad (21)$$

This has been accepted as a theoretical justification for the empirical «four-thirds law» suggested in 1926 by Richardson (ref. 7).

The dependence of the diffusion coefficient on the cube root of the mean rate of energy dissipation and the four-thirds power of the eddy scale of turbulence has been confirmed experimentally by Orlob (ref. 8) in a study of particle dispersion in a two-dimensional field of homogeneous turbulence. In the first phase of the M.I.T. research program the characteristics of the turbulence screens in the thirty-two foot flume were determined. The instantaneous product of the force driving the screens and the velocity of the screens was integrated over one cycle to obtain the average rate of energy

dissipation. (see Plot No. 4 of ref. 2). In terms of the screen amplitude and frequency the average rate of energy dissipation,

$$P = 75 \times 10^3 (a\sigma)^3 \left[\frac{\text{ft} - \text{lb}}{\text{sec}} \right]$$

$$\text{total mass of water in flume} = 45 \text{ slugs} \left[\frac{\text{lb} - \text{sec}^2}{\text{ft}} \right]$$

hence,

$$G = \frac{75 \times 10^3 (a\sigma)^3}{45} = 1654 (a\sigma)^3 \left[\frac{\text{ft}^2}{\text{sec}^3} \right] \quad (22)$$

where a = amplitude of screen motion [ft], σ = screen frequency [rev./sec.] therefore,

$$G^{1/3} = 11.8 a\sigma \left[\frac{\text{ft}^{2/3}}{\text{sec}} \right] \quad (23)$$

The magnitude of the length l_v can be obtained from equations (20) and (22) using $\nu = 1.2 \times 10^{-5}$ [ft²/sec] as the kinematic viscosity of water, hence,

$$l_v = 2 \times 10^{-4} [\text{ft}] \quad (24)$$

If it is assumed that the inertial subrange of eddies are larger than 2×10^{-4} feet and that within the range of the laboratory experiments their size does not change significantly, it may be concluded from equations (21) and (23) that the turbulent diffusion coefficient should be proportional to the cube root of the mean rate of energy dissipation per unit mass and hence to the product of screen amplitude and frequency.

$$E_x = (\text{const.}) G^{1/3} = (\text{const.}) a\sigma \quad (25)$$

2.4 Correlation of the Gross Diffusion Coefficient

The diffusion coefficient due to turbulence, E_x , has been shown to correlate with the rate of energy dissipation (equation 25). It would therefore be expected that the gross diffusion coefficient, E'_x , would correlate with a parameter expressing the relative importance of the gravitational circulation to the energy dissipation rate. Referring to Figure 1, it is observed that, regardless of the details of the mixing mechanism, the specific weight of the water increases as it moves to the ocean end of the estuary. Let $\Delta\gamma$ be the difference in specific weight between the fresh water inflow and the ocean (manifold) and h the mean depth along the estuary. Then the product

$$\Delta\gamma h \left[\frac{\text{ft} - \text{lb}}{\text{ft}^3} \right]$$

represents the total gain in potential energy per unit volume of water. The gain in potential energy per unit mass is therefore,

$$\frac{\Delta\gamma}{\rho} h = \left(g \frac{\Delta\gamma}{\gamma} \right) h = g' h \left[\frac{\text{ft} - \text{lb}}{\text{mass}} \right]$$

$$\text{where } g' = g \frac{\Delta\gamma}{\gamma}$$

Since the average time of retention of the fresh water in the estuary is $t_r = L/V_f$,

the time rate of gain of potential energy per unit mass, J , is given by $J = g'h/t_r = g'hV_f/L$ [rate of potential energy gain per unit mass, ft^2/sec^3] (26). J has the same dimensions as G (equation 22) and represents the power gain per unit mass of fluid as a result of the increasing specific weight of the estuary water as it moves toward the ocean. If J is accepted as a measure of the rate at which work is done by gravitational circulation, the ratio G/J is a dimensionless parameter expressing the following :

$$\frac{G}{J} = \frac{\text{power per unit mass expended in mixing (i.e., turbulence)}}{\text{power per unit mass gained by increase in specific weight}} = \frac{1654(a\sigma)^3}{g'h V_f/L} \quad (27)$$

The ratio G/J will always be greater than unity since the power expended in mixing will be greater than the power gained by an increase in specific weight. It is therefore proposed that the ratio of the gross diffusion coefficient E'_x to the turbulent diffusion coefficient E_x should be a function of the parameter G/J , hence, since h/L is considered constant for the tests conducted,

$$\frac{E'_x}{E_x} = \Phi \left(\frac{G}{J} \right) = \Phi \left(\frac{G}{g'h V_f/L} \right) \quad (28)$$

In the limiting case of zero density difference between the ocean and fresh water $g' = 0$, $J = 0$, G/J approaches infinity and E'_x/E_x approaches unity. This is the case of pure turbulent diffusion without gravitational convection. For J equal to a constant (representing a particular fresh water flow and density difference between the two ends of the estuary) an increase in the turbulence level (as represented by an increase in the dissipation rate G) will result in a decrease of E'_x/E_x . Conversely, E'_x/E_x becomes large as G/J becomes small. This condition might occur through an increase in J for a constant value of G .

If the correlation implied in equation (28) is correct, the ratio G/J can be interpreted as a quantitative measure of the degree of mixing in an estuary, where large values correspond to the well-mixed condition and smaller values indicate an increasing tendency toward stratification. The hypotheses are to be verified in an experimental program.

3. EXPERIMENTAL EQUIPMENT AND PROCEDURE

3.1 Equipment

The experiments were conducted in a horizontal lucite flume having the following dimensions : width 16.5'', depth 13'' and length 32 feet. A line drawing of the flume and associated apparatus is shown in Figure 3. The turbulence generating screens are suspended into the flume from a spring mounted truss supported on four posts. The truss and screens can be oscillated vertically in simple harmonic motion by means of an eccentric cam driven by a variable speed D.C. motor (5.5 H.P.). There is no physical contact, except through the water, between the screens and the flume. The turbulence producing elements consist of a stack of expanded aluminium sheets (one inch vertical spacing) 16 inches wide and 30 feet long. The sheet thickness is 0.07 inches and the openings are diamond shaped with a strand width of 0.12 inches. The screens can be driven at amplitudes up to 0.75 inches and frequencies up to 5 cycles per second.

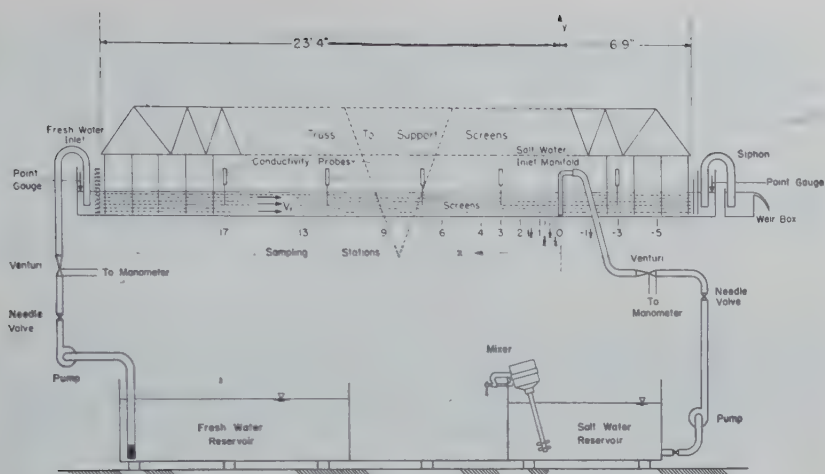


Fig. 3 — Schematic Diagram of Experimental Equipment.

A constant inflow of fresh water can be maintained at the left end of the flume. A manifold near the right quarter point of the flume is used to distribute the diffusant liquid uniformly over the cross section.

A constant depth in the flume is maintained by siphoning from the right-hand end of the flume to a weir tank which can be adjusted to a predetermined height. Point gages were used to measure the depth at both upstream and downstream ends of the flume. Identical Venturi meters were used to measure the inflows of fresh water Q_f and diffusant Q_s .

When salt water was used as the diffusant liquid, five conductivity probes were placed at various stations along the flume for the measurement of concentration in situ. The probes were made from metal hypodermic syringes fitted with a six-inch needle. The tip of the needle formed one electrode and 0.01 inch platinum wire coated with neoprene was threaded through the needle to form the other electrode. The tip of the needle was platinum plated and coated with platinum black to minimize conductivity changes due to polarization. The leads from each probe were connected to a multi-position switch which enabled any selected probe to be connected to the resistance bridge circuit of a recording oscillograph.

Fifteen sampling stations are located on the bottom of the flume along the centerline. Each station consists of a small rubber plug which allows the insertion of a hypodermic needle. The sampling needles have four different lengths corresponding to positions 0.25, 2.25, 4.25, and 6.25 inches from the bottom of the flume. Small liquid samples withdrawn during a test were stored in tubes for concentration analysis at a later time.

3.2 Experimental Objectives

The objective of the experimental program is to determine the influence of certain quantities on the one-dimensional concentration distribution in the idealized estuary. The quantities which are to be varied in the experimental program are as follows :

3.2.1 Determine the effect of the density difference between the fluid in the downstream or «ocean» end of the estuary and the fresh water introduced at the upstream end. The total mass of substance per unit time introduced at the manifold is $Q_f C_f Q_s$,

where the subscripts r refer to the density and concentration in the reservoir containing the fluid introduced at the manifold at the flow rate Q_s . The fluid discharged at the right hand end has a concentration c_0 and density ρ_0 , hence the total mass of substance discharged is $\rho_0 c_0 (Q_s + Q_f)$. From conservation of mass,

$$\rho_r c_r Q_s = \rho_0 c_0 (Q_s + Q_f)$$

and

$$c_0 = c_r \frac{\rho_r}{\rho_0} \left(\frac{Q_s}{Q_s + Q_f} \right) \quad (29)$$

Since $Q_s/Q_s + Q_f$ is a constant for any $x < 0$ the concentration in the region downstream of the manifold is a constant equal to c_0 . This downstream portion of the idealized estuary is therefore referred to as the «ocean» end.

If the diffusant liquid introduced at the manifold is a dilute solution of NaCl in water, the relation between concentration and the density difference $\Delta \rho$ is as follows :

$$c = 0.7 \frac{\Delta \rho}{\rho} \quad (30)$$

where $\Delta \rho$ is the density difference between the salt solution and fresh water. Combining equations (29) and (30),

$$\Delta \rho_0 = \Delta \rho_r \left(\frac{Q_s}{Q_s + Q_f} \right) \quad (31)$$

$\Delta \rho_0$ is the density difference between the ocean and fresh water.

3.2.2 Determine the effect of changes in the fresh water flow rate as expressed by $V_f = Q_f/A$ where A is the cross-sectional area.

3.2.3 Determine the effect of changes in the turbulence level as expressed by the rate of energy dissipation per unit mass of fluid, G .

3.3 Experimental Procedure

The flume was filled with fresh water to a depth of 7 inches. Five conductivity probes were set into positions along the centerline of flume as shown in Figure 3. The turbulence generating mechanism was started and the frequency was checked by a clock and revolution counter. At the same time the fresh water discharge was started and the Venturi manometer was kept at the desired deflection.

The approach of steady state can be visualized on the oscillograph by the asymptotic increase of salinity for various probes upstream of the manifold. Sufficient time was allowed for the last probe to reach a constant salinity. After the steady state had been achieved the complete distribution of concentration was taken by withdrawing samples by means of the hypodermic syringes. Four samples were taken over the depth at each longitudinal station. Four milliliters were taken when the concentrations were to be determined by the conductivity probe while eight milliliters were taken for certain runs analysed by silver nitrate titration. The concentration of dyed water samples was determined by the spectroscopic process. The concentration used for each longitudinal station was the average of the four samples distributed over the depth.

4. EXPERIMENTAL RESULTS

The experimental results are tabulated in ref. 9. The experiments are divided into two major groups :

- i) Zero density difference between «ocean» water and fresh water. Tests conducted by using dyed fresh water as diffusant for a total of eight runs. Screen frequency and fresh water discharge were varied.
- ii) Density difference between «ocean» water and fresh water ranging from 0.4 % to 2.0%. Tests conducted by using saline solution as diffusant. Screen frequency and fresh water discharge were varied for a total of 42 runs.

4.1 Tests with Zero Density Difference

A typical plot of the experimental concentrations versus distance in the upstream direction for the zero density runs is shown in Figure 4. The four runs shown are for a constant fresh water flow rate and amplitude of screen motion. The frequency of screen motion is increased from one to two and one-half cycles per second in increments of one-half cycle. The concentration curves show an increasing transfer of salt in the upstream direction with increased turbulence (as represented by the product $a\sigma$).

The assumption of a constant diffusion coefficient E_x is verified by the straight line representation of the experimental data on the semi-log plot of Figure 4. From equation (15),

$$E_x = \frac{-V_f x}{\ln c/c_0} = \frac{-V_f x}{2.31 \log c/c_0}$$

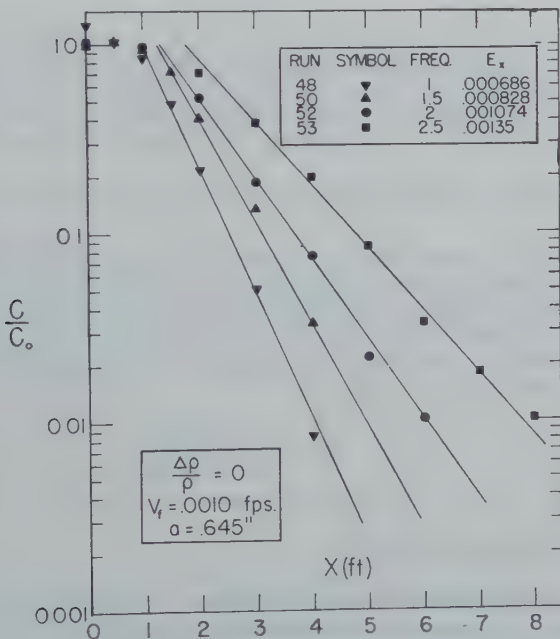


Fig. 4. Concentration versus Distance for Various Turbulence Levels

hence E_x can be evaluated for each run from the slope of the concentration line,

$$E_x = - \frac{V_f}{2.31 \left(\frac{\Delta \log c/c_0}{\Delta x} \right)}$$

It is noted that the straight lines do not pass through the origin and that the shift increases slightly with increasing frequency. This is attributed to the fact that the Fickian diffusion laws used herein are not valid at small distances from the point of introduction of the diffusant.

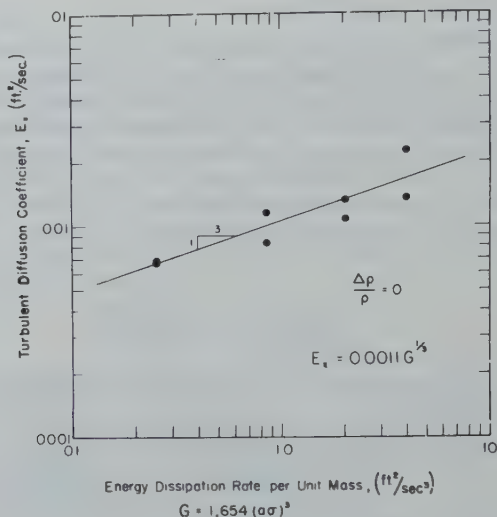


Fig. 5 — Correlation of Turbulent Diffusion Coefficient with Rate of Energy Dissipation.

In Figure 5 the turbulent diffusion coefficients determined for the eight runs with zero density difference are plotted against G , the rate of energy dissipation per unit mass of fluid, in logarithmic coordinates. The experimental points, which are correlated by a straight line having a slope of 1 on 3, provide a verification of the Kolmogoroff-Batchelor similarity principle expressed by equation (25). The relationship between E_x and G is as follows :

$$E_x = .0011 G^{1/3} \left[\frac{ft^2}{sec} \right] \quad (32)$$

4.2 Tests with Density Difference

A plot of the experimental data for one of the runs using a saline diffusant is shown in Figure 6. The concentration distributions along the flume for four different depths show the relative magnitude of the vertical salinity gradients. The test illustrated in Figure 6 is the one having the maximum vertical salinity gradients and therefore represents the most stratified condition in the test program.

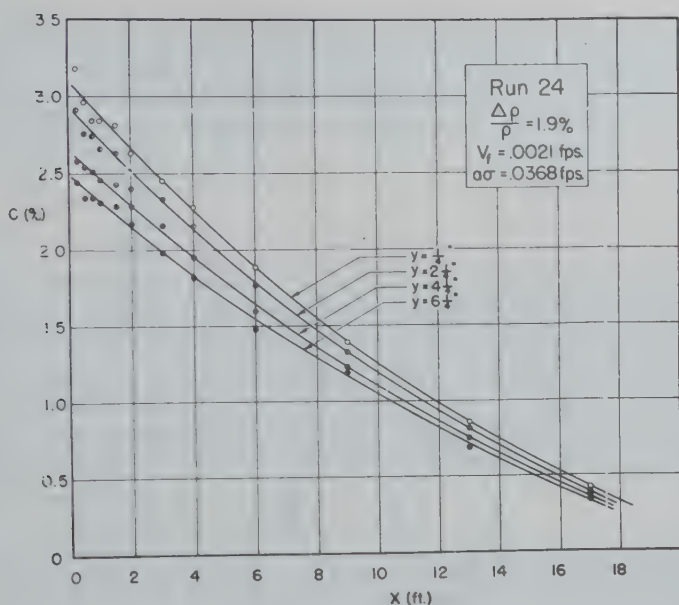


Fig. 6 — Longitudinal Concentration Distribution at Various Depths.

Logarithmic plots of concentration versus distance for four of the saline diffusant tests are shown in Figure 7. The straight line representation of the data indicates that the concentration distributions can be represented by constant values of the gross diffusion coefficient E'_x where E'_x is a measure of the combined effect of turbulent diffusion and gravitational convection due to the «ocean» density difference.

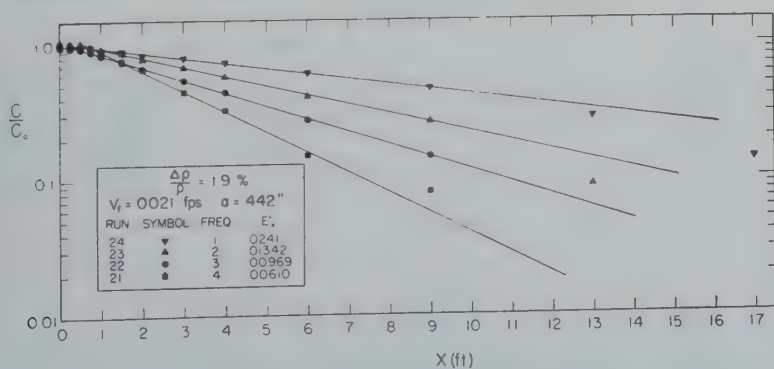


Fig 7 Concentration versus Distance for Various Turbulence Levels

The diffusion coefficients determined from all of the experimental concentration distributions in the test program are plotted against the turbulence parameter, $\alpha\sigma$,

in Figure 8. The triangular points at the bottom of the plot are the zero density tests and show the linear relationship between E_x and $G^{1/3}$ (which is proportional to $a\sigma$

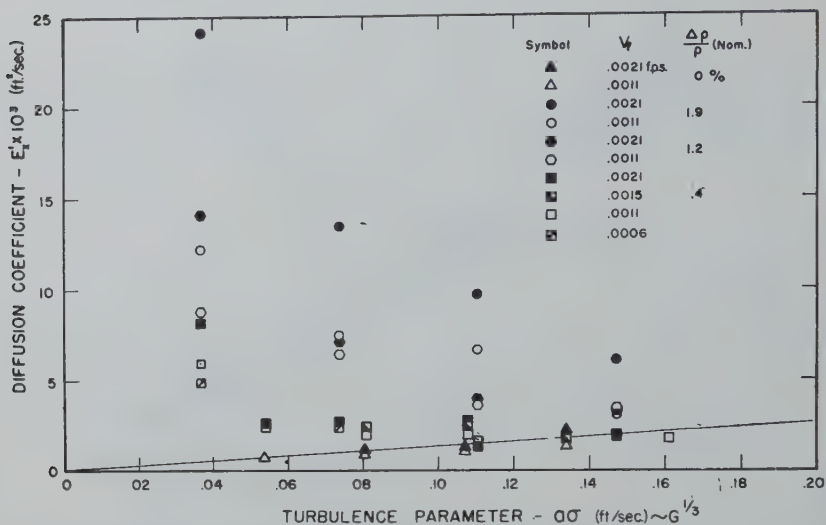


Fig. 8 — Effect of Fresh Water Flow and Density Difference on Gross Diffusion Coefficient.

from equation 23). The remaining points, representing values of E'_x , are consistently larger than E_x and illustrate the effect of both density difference and fresh water flow rate. It is significant that for constant values of $\Delta \rho/\rho$ and V_f the gross diffusion coefficient decreases as the turbulence level increases. It is apparent that an increase in

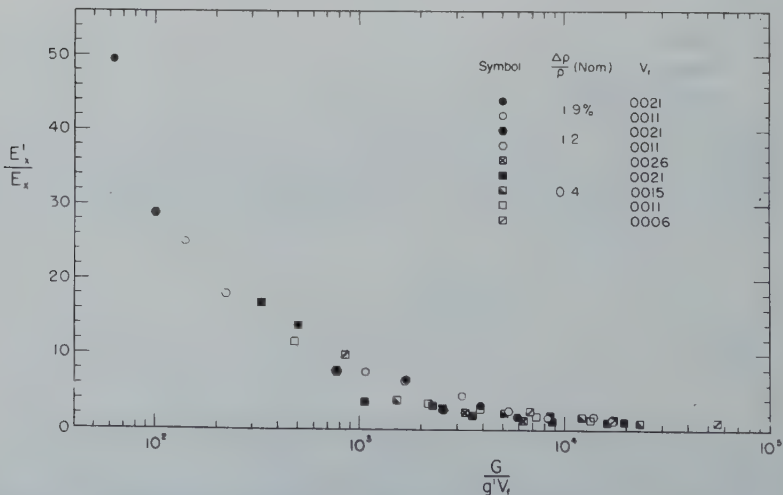


Fig. 9 — Correlation of Ratio of Gross and Turbulent Diffusion Coefficient with Stratification Parameter.

turbulence has the effect of retarding the gravitational convective motion associated with the density difference. The ratio E'_x/E_x is therefore a measure of the gravitational effect and of the degree of mixing or stratification in the idealized estuary.

The plot of the ratio E'_x/E_x versus the dimensionless power parameter $G/g'V_f$ (equation 28) is shown in Figure 9. A significant correlation of all of the experimental variables is thus obtained.

5 DISCUSSION

Within the range of the test program the ratio $G/g'V_f$ changes by a factor of one thousand. At the lower end of the range the gross diffusion coefficient is 50 times larger than the turbulent diffusion coefficient and at the upper end the ratio E'_x/E_x is unity. Thus the ratio of the rate of energy dissipation per unit mass of fluid to the rate of gain of potential energy per unit mass is proposed as a stratification parameter which defines the degree of mixing in an estuary.

In the partially-mixed range, where $E'_x/E_x > 1$, the correlation shown in Figure 9 can be approximated by an algebraic relationship between E'_x/E_x and $G/g'V_f$ of the form :

$$\frac{E'_x}{E_x} = \frac{k_1}{(G/g'V_f)^{1/2}} \quad (33)$$

where k_1 is a constant. By substituting equation (32) for E_x the above equation can be written as,

$$\frac{E'_x}{G^{1/3}} = \frac{k_2}{(G/g'V_f)^{1/2}} \quad (34)$$

or

$$E'_x = k_2 \sqrt{\frac{g'V_f}{G^{1/3}}} \quad (35)$$

Hence, the salinity distribution, equation (18), becomes

$$\frac{c}{c_0} = e^{-k_4 \sqrt{\frac{V_f G^{1/3}}{g'}} x} \quad (36)$$

If a salinity intrusion length L_i is defined as the point where the concentration is one percent of the ocean value, the exponent of equation (36) with $x = L_i$ must equal a constant, hence,

$$k_4 \sqrt{\frac{V_f G^{1/3}}{g'}} L_i = \text{const.} \quad (37)$$

Therefore the intrusion length is given by,

$$L_i = (\text{const.}) \sqrt{\frac{g'}{V_f G^{1/3}}} \quad (38)$$

Equation (38) shows the manner in which the salinity intrusion length in a partially-mixed estuary is influenced by the three basic characteristics :

Partially-Mixed Estuary

(i) The intrusion length is *directly* proportional to the square root of the density difference ($g' = g \Delta \rho / \rho$) between the ocean and fresh water.

(ii) The intrusion length is *inversely* proportional to the square root of the fresh water flow rate.

(iii) The intrusion length is *inversely* proportional to the sixth root of the rate of energy dissipation per unit mass of fluid in the estuary.

In the well-mixed estuary ($E'_x/E_x = 1$) the intrusion length is given by setting the exponent of equation (15) equal to a constant, hence,

$$L_{im} = (\text{const.}) \frac{G^{1/3}}{V_f} \quad (39)$$

where L_{im} refers to the intrusion length in the well-mixed estuary.

Well-Mixed Estuary

(i) The intrusion length is *inversely* proportional to the first power of the fresh water flow rate.

(ii) The intrusion length is *directly* proportional to the cube root of the rate of energy dissipation.

The above conclusions from the idealized estuary show that there are appreciable differences in the mechanics of salinity intrusion between the partially-mixed and well-mixed estuary. However, it is doubtful whether any real estuary can be considered as well-mixed.

Recent studies by the authors (ref. 1) on salinity intrusion data from a rectangular tidal estuary have indicated that the correlation expressed by equation (34) is also valid when the turbulent mixing is induced by the tidal motion rather than by oscillating screens. For the tidal estuary the rate of energy dissipation is obtained from an analysis of the damping characteristics of the co-oscillating tidal wave within the estuary. There is, therefore, reason to believe that the correlations developed in the present study will prove useful in analysis of salinity intrusion in actual estuaries.

This investigation was supported by the U.S. Public Health Service, Department of Health, Education and Welfare under research grant No 4815. The assistance of Messrs. J.D. Lin and D.W. McDougall of the Hydrodynamics Laboratory staff is gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. IPPEN, A.T. and HARLEMAN, D.R.F., *Analytical Study of Salinity Intrusion in Estuaries and Canals*, Committee on Tidal Hydraulics, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, 1960.
2. HARLEMAN, D.R.F., JORDAAN, J.M. and LIN, J.D., *The Diffusion of Two Fluids of Different Density in a Homogeneous Turbulent Field*, M.I.T. Hydrodynamics Laboratory Technical Report N° 31, February 1959.
3. PRITCHARD, D.W., *Estuarine Circulation Patterns*, Proc. A.S.C.E. Hydraulics Division, Vol. 81, N° 717, June 1955.
4. PRITCHARD, D.W., *A Study of the Salt Balance in a Coastal Plain Estuary*, Journal of Marine Research, Vol. 13, N° 1, 1954.
5. HINZE, J.O., *Turbulence*, McGraw-Hill, 1959.
6. BATCHELOR, G.K., *The Application of the Similarity Theory of Turbulence to Atmospheric Diffusion*, Q.J. Roy. Met. Soc., 76, N° 328, 1950.
7. RICHARDSON, L.F., *Atmospheric Diffusion Shown on a Distance-Neighbor Graph*, Proc. Roy. Soc. London, 110A, 1926.
8. ORLOB, G.T., *Eddy Diffusion in Homogeneous Turbulence*, Proc. A.S.C.E. Hydraulics Division, Vol. HY9, N° 2150, September 1959.
9. HARLEMAN, D.R.F., IPPEN, A.T., LIN, J.D., MCDUGALL, D.W., *Turbulent Diffusion and Gravitational Convection in an Idealized Estuary*, M.I.T. Hydrodynamics Laboratory Technical Report N° 38, 1960.

THE DETERMINATION OF THE SALINITY OF WATER IN ESTUARIES

John GRINDLEY

Hydraulics Research Station, Wallingford, Berkshire, England

RÉSUMÉ

Quand le débit d'eau fraîche dans un estuaire contient une concentration assez forte de minéraux dissous, l'emploi de l'équation de Knudsen,

$$S = 1.8050 \text{ Cl} + 0.030,$$

pour convertir des chlorinités en des salinités, aboutit à des erreurs. Celles-ci sont beaucoup plus graves que les erreurs expérimentales qui se présentent pendant la détermination de chlorinité. On propose l'application des valeurs de la chlorinité (Cl) et de la salinité (S) de l'eau de mer en dehors de l'estuaire, et des valeurs correspondantes, cl et s, de l'eau fraîche à l'amont, à l'équation générale

$$S_x = \left(\frac{S - s}{Cl - cl} \right) Cl_x + s - \left(\frac{S - s}{Cl - cl} \right) cl$$

où S_x et Cl_x représentent respectivement la salinité et la chlorinité à une station, x , dans l'estuaire. Lorsque la teneur en minéraux de l'eau fraîche dans un certain estuaire varie, il faut modifier un peu l'équation.

L'œuvre classique de Thomas, Thompson et Utterback n'est pas exactement appropriée à la relation entre la chlorinité, la température et la conductivité électrique d'eau dans des estuaires dont le débit d'eau fraîche contient des sels minéraux. On propose quelques méthodes pour améliorer la précision de la conversion des conductivités électriques en chlorinités.

Quand un effluent se débite dans un estuaire, ses attributs sont en rapport étroit avec la distribution de la salinité. Par conséquent il est possible de prévoir la distribution probable d'un effluent. On propose une formule de laquelle on peut calculer la concentration d'équilibre maximum d'un effluent dans un estuaire près du déversement.

SUMMARY

When the fresh water discharging into an estuary contains an appreciable concentration of dissolved minerals, the use of Knudsen's equation, $S = 1.8050 \text{ Cl} + 0.030$, for the conversion of chlorinities to salinities, gives rise to errors. These are much greater than the experimental errors of determination of chlorinity. It is suggested that the values of the chlorinity (Cl), and of the salinity (S), of sea water outside the estuary, and the corresponding values cl and s, of the fresh water at the head of the estuary, should be applied to the general equation

$$S_x = \left(\frac{S - s}{Cl - cl} \right) Cl_x + s - \left(\frac{S - s}{Cl - cl} \right) cl$$

where S_x and Cl_x are the salinity and chlorinity, respectively, at a position x within the estuary. The equation for any particular estuary would need to be modified slightly at times when changes occur in the mineral content of the fresh water.

The classic work of Thomas, Thompson and Utterback is not strictly applicable to the relation between chlorinity, temperature and electrical conductivity of water from estuaries where the fresh water at the head of the estuary contains mineral salts. Methods are suggested for improving the precision of the translation of measured electrical conductivities into chlorinities in such cases.

When an effluent is discharged to an estuary, its attributes become closely related to the salinity distribution. This enables the probable distribution of an effluent to be forecast. A formula is suggested for the calculation of maximum equilibrium concentration of the effluent in the estuary near the outfall.

A field investigation of an estuary almost always involves the determination of the distribution of salinity. It is uncommon, nowadays, for such determinations to be made by the direct method, which would involve the processes of filtration, or centrifugation to remove suspended particles, followed by weighing, evaporation, drying, cooling, and weighing. Most of these operations would need to be carried out under carefully controlled conditions; the examination of a large number of samples would be time consuming, and hence costly.

If the determination of salinity is to be made by an indirect method, two conditions must be satisfied if reliable results are to be obtained.

1. The chosen property, or concentration of a constituent, of the estuary water must be capable of exact determination.

2. The relation of the magnitude of the chosen property, or concentration, to that of the salinity, under the conditions of the determination, must be known accurately. The first of these two conditions causes no difficulty, provided that the calibration of all equipment is frequently checked. It sounds almost heretical to suggest that the second condition is not always satisfied with a precision commensurate with that of the actual measurement.

Knudsen's Hydrographical Tables⁵ must surely be regarded as a «best seller» among scientific documents. In 1953, over fifty years after they were first brought out, the tables were reprinted. If further testimony as to the good reputation of the tables were required, it would be found in the fact that in 1953 the Coast and Geodetic Survey Section of the U.S. Department of Commerce brought out Special Publication N° 298⁶. This has the title «Sea Water Temperature and Density Reduction Tables», and is based largely on the work of Knudsen and his co-workers.

The classical work of Thomas, Thompson and Utterback⁴ on «The Electrical Conductivity of Sea Water» was published in 1934. This gives the relation between chlorinity, temperature and electrical conductivity in the form of a table. Pollack² (1954) produced an equation relating these three parameters. The final step of translation of chlorinity into salinity is achieved by referring to Knudsen's Tables or by using Knudsen's equation.

$$S = 1.8050 Cl + 0.030$$

where S and Cl are, respectively the salinity and chlorinity of the sample expressed as grammes per 1000 grammes. It is generally agreed that in water from any ocean, there is a constant relation between the concentrations of the various constituents, which together comprise the salts of sea water.

Differences in salinity of ocean water are caused mainly by evaporation or by dilution with rain water, melted snow or ice, and by the discharge of river water. Dilution and concentration do not affect the relative proportions of the salts in sea water except that some river waters contain a not inappreciable concentration of mineral constituents whose relative concentrations are not the same as those of the same substances in sea water. The system of oceans is so vast that neither the composition of the river water, nor the metabolic processes of all forms of marine life have any but a very local effect on the composition of sea water.

In more confined waters the quality of the water diluting the sea water is of more importance. Knudsen's equation indicates that the relation between chlorinity and salinity, though linear, is not constant. It is based on the results obtained from the investigation of samples of water taken from the Baltic Sea, and it is clear that the diluting water there has only a small content of dissolved mineral constituents. If, for example, the chlorinity of the water is 0.01 grammes per 1000 grammes, then the salinity of the water is 0.04 grammes per 1000 grammes, or 40 p.p.m.

Many people tend to regard the mineral content of river water as small in comparison with the salinity of sea water. It is not until an actual calculation has been

made of the effect of the mineral content of river water, that the errors arising from the uncritical usage of Knudsen's tables, or his equation, for a particular estuary, become apparent.

Since both chlorinity and salinity are expressed gravimetrically, it is a simple matter to derive the general equation relating these two parameters. From it, the appropriate equation for a particular set of conditions in a given estuary can be obtained by substituting known facts into it.

If S and Cl are, respectively, the salinity and chlorinity of sea water outside an estuary and s and cl are the salinity and chlorinity of the fresh water mixing with the sea water in the estuary, all being expressed as grammes per 1000 grammes, then the relation between the salinity (S_x) and the chlorinity (Cl_x) within the estuary is given by

$$S_x = \left(\frac{S - s}{Cl - cl} \right) Cl_x + s - \left(\frac{S - s}{Cl - cl} \right) cl$$

In considering a given estuary, let us assume that the chlorinity of sea water, having a salinity of 35.000 grammes per 1000 grammes, is 19.374 grammes per 1000 grammes and that the values of s and cl are 0.400 and 0.030 grammes per 1000 grammes respectively. Substitution of these values in the general equation, gives :

$$S_x = 1.7887 Cl_x + 0.346$$

The salinity values obtained for the given estuary, which could be that of the River Thames, by the new equation and by Knudsen's equation are given in Table 1.

TABLE 1

Comparison of the salinity values given by Knudsen's equation and by an equation particularly suited to an estuary when the salinity and chlorinity of the fresh water component are 0.40 and 0.030 grammes per 1000 grammes, respectively

Chlorinity g. per 1000 g.	Salinity (g. per 1000 g.)		
	Knudsen's equation	New equation	Difference
0.5	0.932	1.240	0.308
1.0	1.835	2.135	0.300
2.0	3.640	3.923	0.283
3.0	5.445	5.712	0.267
4.0	7.250	7.501	0.251
5.0	9.055	9.290	0.235
10.0	18.080	18.233	0.153
15.0	27.105	27.177	0.072
19.374	35.000	35.000	0.000

The differences in the last column of the table are many times greater than the error of determination of chlorinity. This would appear to indicate that improvements in the technique of determining chlorinity have not resulted

in a commensurate increase in accuracy in the calculation of salinity. Improved techniques, however, have enabled small differences of salinity to be determined with a fair degree of accuracy. Thus, in the example quoted in Table 1, a difference of chlorinity of 1 gramme per 1000 grammes, corresponds to a difference of salinity of 1.805 grammes per 1000 grammes for one equation, and 1.789 grammes per 1000 grammes for the other. These values agree to within 1 per cent, whereas the absolute values of salinity, calculated from the two equations, for a sample having a chlorinity of 1.0 grammes per 1000 grammes, differ by about 14 per cent.

The concentrations of dissolved solids and of chloride in river water vary not only from one river to another, but also with season in any given river. In the River Thames, the concentration of dissolved solids varies between about 280 and 450 p.p.m., and the concentration of chloride between about 18 and 48 p.p.m.

Thus, a single equation would not enable the exact translation of chlorinity into salinity at all times for samples from the Thames estuary. Nevertheless, the equation used in the preparation of Table 1 would, at all times, give more exact salinities for the Thames estuary than can be obtained from Knudsen's equation.

It does not appear practicable to re-write Knudsen's Tables for any particular estuary, but it is possible to make use of the valuable information in the tables to obtain greater accuracy in any particular location.

It would seem reasonable to believe that the density of water is more closely related to its salinity than to its chlorinity. If, then, Knudsen's salinity-density relation is accepted there should be some adjustment of the corresponding chlorinities in particular cases.

Now, if the value of «a» for the silver nitrate solution, used in the Knudsen titration method of determination of chlorinity, is (say) + 0.05, and if the titre of an unknown sample of the estuary water is (say) 3.91 ml., then Knudsen's Tables gives + 0.09 ml as the correction to be added to the titration, to give a chlorinity of 4.00 grammes per 1000 grammes. The correction, 0.09 ml, will not be more than 0.01 ml out, even if Knudsen's chlorinity-salinity relation is not exactly applicable. Thereafter, it will be necessary to know the concentration of total dissolved solids, and of chloride, in the non-tidal part of the river whose estuary is under consideration, in order that the appropriate equation relating chlorinity and salinity may be derived.

1. THE ELECTRICAL CONDUCTIVITY METHOD

The electrical conductivity of estuary water is often determined in the field as the first step towards the evaluation of salinity. The temperature at which the measurement is made must be known accurately. The next step is to multiply the measured conductivity by the cell constant to obtain the specific electrical conductance. Using the information provided by Thomas, Thompson and Utterback⁴, or the equations of Pollak², which relate chlorinity, temperature, and electrical conductivity, the chlorinity is next calculated; finally Knudsen's equation gives the corresponding salinity.

If this method is used without suitable modification, the final answer obtained from measurements made in some estuaries, may be inaccurate, despite the fact that it is a relatively simple matter to make precise measurements both of electrical conductivity, and of temperature. Thomas, et alia, made their determinations of electrical conductivity on various samples of ocean water diluted with conductivity water having a conductance smaller than 1 micromho.

The specific conductance of the fresh water entering the head of an estuary may be 500 times as great as that of conductivity water. This would undoubtedly affect the relations between chlorinity, temperature, and conductivity, particularly

near the head of the estuary. For any chlorinity and temperature, the electrical conductivity of the water would be higher than that calculated from the data of Thomas et alia. Thus, the error due to the use of this data is in the opposite sense to that resulting from the use of Knudsen's equation.

There are several ways of dealing with this situation.

(i) The salinity, temperature and electrical conductivity relationships could be established for a particular estuary. This would be a considerable undertaking which would hardly be worth-while since the relation would vary with season.

TABLE 2

Comparison of chlorinities of water in the Thames Estuary, determined by titration and by measurement of electrical conductivity

Temperature (°C)	Chlorinity by Knudsen titration (g. per 1000 g.)	Conductivity calculated from chlorinity and temperature (m.mhos per cm.)	Wayne-Kerr conductivity bridge reading (μ mhos)	Conductivity from equation $\lambda = (\text{WK reading} - 0.15) \times 4.9365$ (m.mhos per cm.)	Chlorinity from temp. and value in previous column (g. per 1000 g.)
17.60	13.47	32.8	6.770	32.7	13.42
17.50	12.96	31.69	6.588	31.8	13.06
17.74	12.23	30.18	6.238	30.1	12.20
17.65	12.06	29.78	6.199	29.9	12.13
17.90	11.54	28.74	5.967	28.7	11.53
18.35	9.84	25.08	5.210	25.1	9.87
18.63	8.73	22.70	4.735	22.6	8.70
19.40	7.30	19.52	4.083	19.4	7.26
19.75	6.23	16.99	3.594	17.0	6.23
20.00	5.48	15.18	3.200	15.06	5.43
20.41	5.25	14.75	3.112	14.6	5.20
20.55	4.47	12.70	2.728	12.7	4.48
20.52	3.28	9.51	2.072	9.45	3.28
21.38	2.47	7.40	1.641	7.35	2.46
22.10	1.23	3.90	0.935	3.88	1.22
22.50	1.11	3.57	0.875	3.58	1.11
22.80	0.97	3.20	0.786	3.14	0.96
22.75	0.86	2.80	0.707	2.75	0.85
21.60	0.48	1.53	0.468	1.57	0.50
21.15	0.35	1.15	0.385	1.16	0.36
21.00	0.31	0.96	0.354	1.01	0.32
20.30	0.23	0.70	0.299	0.74	0.25
19.75	0.18	0.57	0.263	0.56	0.19
20.00	0.17	0.54	0.260	0.54	0.17
18.93	0.10	0.32	0.213	0.31	0.11
17.97	0.06	0.14	0.186	0.18	0.06
18.06	0.06	0.14	0.183	0.16	0.06

(ii) The tables of Thomas, Thompson and Utterback could be converted to express the relation between salinity, temperature and electrical conductivity for mixtures of sea water and conductivity water. The revised tables would then be used to determine salinities without calculating chlorinities as an intermediate step. The values so obtained would be close to the true values except possibly at the very lowest salinities.

(iii) The third method enables the field worker to calibrate his equipment to suit conditions on any particular survey. It is empirical, and for that reason might be frowned on by purists. It has the merit, however, of giving results which are close to the truth at all salinities.

Measurement of electrical conductivity is made by means of some form of bridge. At the same time the temperature, at which the measurement was made, is determined. A few samples, covering the complete range of salinities in the estuary are titrated with silver nitrate solution by the Knudsen method to determine their chlorinity. These chlorinities are translated, by means of the information in Thomas's paper, into «specific» conductivities, which are then plotted against the corresponding measured conductivities. The resulting graph is substantially a straight line which, however, does not pass through the origin. From the graph, or from the equation of the relation expressed in the graph, any conductivity measured with the same equipment can be converted into a spurious «specific conductivity» which can then be translated into the corresponding chlorinity. A suitable equation must then be used to obtain the salinity. The use of this empirical method is illustrated in Table 2, where the chlorinities determined by titration (second column) are compared with those obtained by the method just described (last column). The standard deviation between the corresponding chlorinity values is 0.01 g. per 1000 g. When it is considered that all the measurements were made in the field, and on dirty water from the Thames estuary, the agreement is remarkably good.

The conductivity measurements were made with a Wayne-Kerr instrument and involved the use of a transformer ratio-arm bridge¹. For measurements of conductivity on small volumes of liquid in the laboratory the same conductivity meter has also been used in conjunction with conventional types of dipping electrodes. Equally successful conductivity measurements have been made using a radio-frequency conductivity meter designed at the Hydraulics Research Station, Wallingford, England. In this instrument, of which the first model was described by Sandels³, the electrodes are not in contact with the water but are bonded to the outside of a glass tube through which the water is pumped. A later model has been constructed, in which the total conductivity range has been divided into six overlapping ranges, so that the full scale reading on any particular range corresponds to about one quarter of the total range.

2. AN APPLICATION OF THE RESULTS OF A SALINITY SURVEY

In an estuary, such as the Thames estuary, which contains a number of sharp bends, there are sometimes discontinuities in the relation of salinity to distance along the estuary. The water in eddies formed near such bends, has a salinity which is lower during the flood, and higher during the ebb, than that of nearby water in the main stream, into which the water from the eddies may be swept on the turn of the tide. The resulting discontinuity in the salinity-distance relation is echoed in corresponding discontinuities in the relation between distance and other properties and constituents of the water. These include, for example, temperature, redox potential, and the concentrations of dissolved oxygen, and ammoniacal nitrogen. If the values of these attributes are plotted against the salinity, the result is a set of smooth curves. This is evidence of the thoroughness of the mixing which takes place in the estuary, and illustrates

the fact that the water and dissolved constituents of an effluent obey the same laws of mixing that apply to the fresh and salt water components of unpolluted estuary water. An effluent will be distributed into water having a salinity lower than that into which it is initially discharged, in the same way that the salt of sea water is distributed in such water. This will usually be the distribution towards the head of the estuary. The distribution into water of higher salinity usually, but not invariably, in the seaward direction, will be similar to that of fresh water passing through the estuary. For example, if an effluent is continuously discharged to an estuary, and if the resulting concentration of a dissolved constituent of the effluent in the estuary opposite the outfall is, say, 5 p.p.m., the salinity at the same place being 10 g. per 1000 g., then, providing there is no decomposition, the concentration of effluent at positions where the salinities are 4 and 1 g. per 1000 g. will be 2 and 0.5 p.p.m. respectively. None of the dissolved constituents of the effluent will be found in water which contains no sea water. If the salinity of the sea immediately outside the estuary is, say, 35 g. per 1000 g., then the concentration of the same constituent, again in the absence of decomposition, in water having a salinity of 20 g. per 1000 g. will be $(35 - 20)/(35 - 10) \times 5$ p.p.m. = 3 p.p.m.

At first sight, the calculation of the concentration of effluent abreast of the outfall appears to be a complicated business. The oscillatory movement of tidal water causes some of the effluent, previously discharged, to pass and re-pass the outfall many times before it finally disappears in the seaward direction. In a uni-directional fresh water stream, the concentration of an effluent continually discharged to it, is directly proportional to the discharge of the effluent, and inversely proportional to the sum of the discharges of the stream and the effluent. Thus if C is the concentration of a dissolved constituent of an effluent, whose discharge is q , and the discharge of the stream above the outfall is Q , then c , the equilibrium concentration of the same constituent in the stream below the outfall is given by :

$$c = \frac{Cq}{(Q + q)}$$

This equation can also be applied to an effluent discharged to the oscillating fresh water near the head of an estuary. In such a case c would be the average concentration and Q would be the discharge of fresh water into the head of the estuary.

If the outfall is situated where the salinity of water is s , and if S is the salinity of sea water outside the estuary, then the modified equation

$$c = \frac{Cq}{(Q + q)} \frac{(S - s)}{S}$$

will give the equilibrium concentration of the constituent near the outfall. In this equation Q is the combined discharge of all fresh water entering the estuary above the outfall.

Several difficulties will readily come to mind. The salinity abreast of the outfall is not constant but varies during the tidal cycle; the discharge of fresh water to the estuary also varies, and when this happens, time is required to establish a new equilibrium. Again, there may be considerable sources of fresh water entering the estuary below the outfall, or the outfall may be so near the mouth of the estuary that some effluent escapes into the sea during its first tidal excursion.

It is not claimed that the formula can be used in all circumstances; its main function is to enable a forecast to be made of the minimum equilibrium dilution afforded to an effluent in the estuary, under the most adverse circumstances. These would probably occur at the end of a dry summer, when the salinity distribution in the estuary is nearer to attaining equilibrium than at any other time. The average of the salinities at high and low water, opposite the outfall, would be used in the equation.

3. ACKNOWLEDGEMENTS

The author thanks Mr.G. Cartland for his help in the laboratory, and the Port of London Authority for the provision of a launch, crew and laboratory facilities.

The paper is published with the permission of the Director of the Hydraulics Research Station.

REFERENCES

1. CALVERT, R., CORNELIUS, J.A., GRIFFITHS, V.S. and STOCK, D.I. The Determination of the Electrical Conductivities of some Electrolyte Solutions using a Transformer Bridge. *Journal of Physical Chemistry*, 1958, 62, 47.
2. POLLAK, M.J., The Use of Electrical Conductivity Measurements for Chlorinity Determination. *Journal of Marine Research*, 1954, 13, 228.
3. SANDELS, G.E., An Instrument for the Measurement of Salinity in Estuaries, *Journal of Scientific Instruments*, 1956, 33, 424.
4. THOMAS, B.D., THOMPSON, T.G. and UTTERBACK, C.L. The Electrical Conductivity of Sea Water, *J. Cons. Int. Explor. Mer.* 1934, 9, 28.
5. Hydrographical Tables edited, by Martin Knudsen, reprinted by Tutein og Koch, Copenhagen, 1953 and published by G.E.C. Gad, Copenhagen.
6. Sea Water Temperature and Density Reduction Tables, U.S. Department of Commerce, Coast and Geodetic Survey, Special Publication N° 298, 1953.

RELATION ENTRE LES VALEURS DES DEBITS D'AMONT DES FLEUVES A MAREE ET CELLES DE LA SALINITE

G. TISON Jr.
Université de Gand

RÉSUMÉ

Une méthode de détermination du débit d'amont des cours d'eau à marée est exposée. Le volume du flot V_f est d'abord déterminé en s'appuyant sur une proposition de Van Brabandt suivant laquelle ce volume est égal à celui compris entre les lieux géométriques des étales de flot et de celles de jusant.

La salinité du flot étant déterminée par mesure, on en déduit la quantité de sel introduite par le flot.

La teneur en sel du courant de jusant étant aussi mesurée, l'égalité des quantités de sel introduites par le flot et de celles évacuées par le jusant permet d'établir le volume de jusant V_j .

Le volume de jusant V_j vaut le volume de flot V_f augmenté de l'apport d'amont inconnu X qui est déterminé par différence.

1. On appellera débit d'amont d'une rivière à marée la somme des débits des rivières sans marée qui alimentent l'estuaire de la rivière à marée considérée.

On se rend compte que la salinité moyenne des courants de jusant et de flot doit être influencée par l'importance du débit (d'eau douce) d'amont. Dans les considérations qui suivent, on se propose d'établir quelle peut être la relation entre le débit d'amont et la salinité des eaux de l'estuaire.

2. La quantité de sel (NaCl) qui remonte l'estuaire à travers une section considérée, au cours du courant de flot est égale à la quantité de sel qui descend à travers la même section, au cours du courant de jusant, à condition que la teneur en sel du débit d'amont soit négligeable. Si cette dernière considération n'était pas réalisée, on pourrait d'ailleurs introduire une correction, qui tiendrait compte de la teneur en sel de l'eau d'amont dans la méthode qui va être exposée.

Si on appelle x la teneur en sel du courant de flot dans une section et y la teneur du courant de jusant dans cette même section, on peut écrire quand les teneurs envisagées sont uniformément réparties dans la section :

$$\int_{t_j}^{t_f} q_f \cdot x \, dt = \int_{t_f}^{t_j} q_j \cdot y \, dt \quad (1)$$

t_j et t_f sont respectivement les instants des étales de jusant et de flot, q_f est le débit de flot et q_j est le débit de jusant.

Si on peut déterminer, par un moyen quelconque les teneurs moyennes x_m et y_m , la relation (1) peut s'écrire :

$$V_f \cdot x_m = V_j \cdot y_m \quad (2)$$

V_f et V_j étant respectivement les volumes de flot et de jusant dans la section considérée.

D'autre part, le volume de jusant vaut le volume de flot augmenté de ce qui est amené par le débit d'amont q de l'estuaire (à l'amont de la section considérée), c'est à dire que :

$$V_j = V_f + qT \quad (3)$$

T étant la durée d'une marée complète.

3. On va voir que le volume de flot peut être déduit de façon assez simple sans mesure de débit sur place. Les durées T_f et T_j étant connues, si on peut mesurer x_m et y_m , l'équation (2) fournira V_j . Cette valeur introduite dans l'équation (3) fournira q .

Cette méthode présente un certain intérêt, car, pour les grands estuaires, le débit d'amont n'est connu que pour un certain nombre des principaux affluents de l'estuaire et le débit total en est souvent déduit par extrapolation. Un contrôle, même approximatif est d'intérêt.

4. Mais la méthode esquissée ci-dessus est basée sur la connaissance du volume de flot. S'il fallait mesurer celui-ci par jaugeage, la méthode n'aurait aucun intérêt : elle n'en prend que parce qu'il est possible de déterminer le volume total de flot V_f par une méthode que nous appellerons topographique et exposée autrefois par Van BRABANDT [1].

Celui-ci en se basant sur des considérations géométriques était arrivé à établir que :

Le volume de flot V_f dans une section quelconque d'un estuaire est égal au volume compris entre les lieux géométriques des étales de flot et de celles de jusant à l'amont de la section considérée, volume augmenté de celui qui s'écoule latéralement entre les étales de flot et de jusant de chaque section également à l'amont de la section envisagée.

Cette seconde partie de l'expression de V_f se comprend par exemple si le flot déborde au-dessus de digues latérales dans des bassins-réservoirs (potpolders).

5. Il est possible d'établir la proposition de Van Brabandt par des considérations beaucoup moins longues que celles utilisées par son auteur.

Soit AB une courbe instantanée dans l'estuaire entre deux sections α et ω dont l'emplacement est déterminé par une coordonnée fixe s_0 pour la première, par une coordonnée s variant avec t pour la seconde (fig. 1).

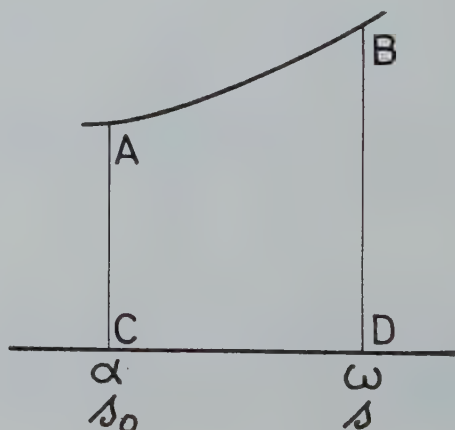


FIG.1

Si V est le volume ABCD, on a :

$$\Delta_{t_0}^t V + \Delta_{t_0}^t E = 0 \quad (4)$$

$\Delta_{t_0}^t E$ étant la quantité d'eau qui passe par les surfaces limitant V , entre t_0 et t . Cette relation peut encore s'écrire :

$$\Delta_{t_0}^t V + \Delta_{t_0}^t A + \Delta_{t_0}^t Q + \Delta_{t_0}^t \lambda = 0 \quad (5)$$

en appelant :

ΔA , la quantité d'eau traversant la section a , ΔQ , celle passant par ω et $\Delta \lambda$ celle qui passe latéralement. En donnant à t un accroissement dt et à s une variation ds , on obtient :

$$\frac{\partial^2(\Delta V)}{\partial s \partial t} + \frac{\partial^2(\Delta A)}{\partial s \partial t} + \frac{\partial^2(\Delta Q)}{\partial s \partial t} + \frac{\partial^2(\Delta \lambda)}{\partial s \partial t} = 0 \quad (6)$$

Mais $\frac{\partial^2(\Delta A)}{\partial s \partial t} = 0$, car le volume d'eau passant au travers de a ne varie pas

quand s seul varie.

On a donc :

$$\frac{\partial^2(\Delta Q)}{\partial s \partial t} = - \frac{\partial^2(\Delta V)}{\partial s \partial t} - \frac{\partial^2(\Delta \lambda)}{\partial s \partial t} \quad (7)$$

D'autre part, le volume cherché du flot, V_f dans une section quelconque ω , vaut :

$$V_f = \int_{t_j}^{t_f} q_f dt \quad (8)$$

D'où :

$$\frac{\partial V_f}{\partial s} = \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial q_f}{\partial s} dt + (q_f)_{t_f} - (q_f)_{t_j} \quad (9)$$

Mais les deux derniers termes du second membre sont nuls, par définition même des étales de flot et de jusant. On a donc :

$$\frac{\partial V_f}{\partial s} = \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial q_f}{\partial s} dt = \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial^2(\Delta Q)}{\partial s \partial t} dt \quad (10)$$

puisque $q_f = \frac{\partial(\Delta Q)}{\partial t}$

On peut donc encore écrire en tenant compte de (7) :

$$\frac{\partial V_f}{\partial s} = - \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial^2(\Delta V)}{\partial s \partial t} dt - \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial^2(\Delta \lambda)}{\partial s \partial t} dt \quad (11)$$

de sorte que en intégrant (11) de la section ω à la section L où finit le courant de flot :

$$+ V_f = + \int_s^L ds \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial^2(\Delta V)}{\partial s \partial t} dt + \int_s^L ds \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial^2(\Delta \lambda)}{\partial s \partial t} dt \quad (12)$$

Le premier terme du second membre est précisément l'expression du volume compris entre les lieux géométriques des étales de flot et des étales de jusant, car pour une section quelconque N , la surface hachurée de la figure 2 vaut précisément :

$$ds \int_{t_j}^{t_f} \frac{\partial^2 (\Delta V)}{\partial s \partial t} dt$$

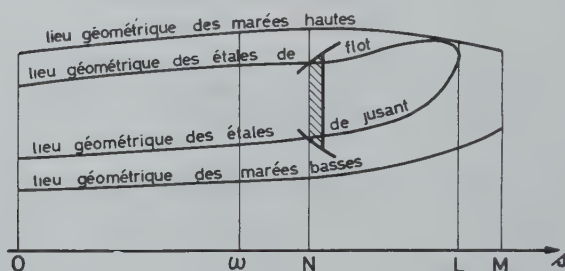


FIG. 2

Quant au second terme du second membre de l'équation (12), il a bien pour expression le volume qui s'échappe latéralement entre les étales de jusant et de flot de chaque section.

On peut évidemment se limiter au premier terme du second membre s'il n'y a pas de débit latéral et la détermination de V_f se réduit donc à la cubature des volumes compris entre les lieux géométriques des étales.

6. Nous donnons ci-dessous une application approximative de la méthode au cas de l'Escaut à Anvers.

Codde [2] a constaté pour l'Escaut à Anvers que la salinité est pratiquement la même dans toute l'étendue du profil : pas de stratification, ni de trace de courant d'eau salée, se déplaçant sous forme de coin, sous une couche d'eau douce, comme on le constate dans certaines rivières maritimes à grand débit d'amont, mais une masse pratiquement homogène.

Variation de la chlorinité des eaux de l'Escaut à Anvers
en fonction de la période diurne de la marée
de quadrature du 9 février 1949

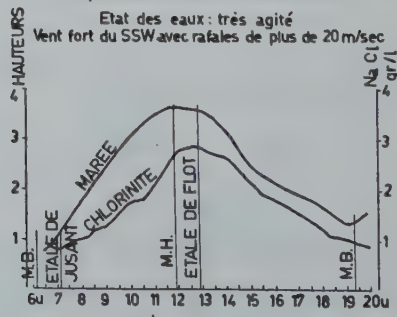


FIG. 3

L'application n'est qu'approximative car nous ne disposons pas des chiffres du volume de flot et de la variation de la salinité à Anvers pour une même marée déterminée.

La figure 3 donne la variation de la salinité à Anvers pour une marée de février 1949, d'après Codde [2].

D'autre part, la valeur moyenne du volume de flot, à Anvers, pour une longue série d'année est de 61.616.000 m³. La marée de février 1949 dont il vient d'être question est relativement faible et en tenant compte de sa cote maximum à Anvers par rapport à la cote de la marée moyenne, on peut évaluer le volume de flot de cette marée de 1949 à 50.000.000 m³ environ.

L'équation (3) donne alors pour le volume de jusant :

$$\frac{50.000.000 \times 1,686}{1,615} = 52.200.000 \text{ m}^3$$

1,686 Kg/m³ est la salinité moyenne du flot d'après la figure (3) et 1,618 Kg/m³ est la salinité moyenne du jusant pendant la même marée.

Le volume d'amont vaut donc pour les 44.700 secondes de la marée 2.200.000 m³ soit 49,3 m³/sec.

On peut améliorer ce résultat par approximations successives en tenant compte de la salinité d'amont.

Le débit d'amont a en effet, lui-même, une certaine salinité dont la valeur moyenne est de 0,2 gr. l. Le débit d'amont calculé ci-dessus amène par conséquent un poids de sel de

$$0,2 \cdot 49,3 \cdot 44.700 = 441.000 \text{ Kg}$$

par marée.

Le volume de jusant est donc égal à :

$$\frac{50.000.000 \cdot 1,686 + 441.000}{1,615}$$

et est donc en fait supérieur de 274.000 m³ à celui calculé ci-dessus. Le débit d'amont durant une marée s'élève donc à 2.474.000 m³ soit 55,3 m³/s.

Une nouvelle approximation tenant compte de cette valeur du débit d'amont nous conduit à une valeur nouvelle de 56 m³/s. Or, le débit d'amont mesuré à l'époque était voisin de 60 m³/s.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] VAN BRABANDT. — Note sur les étales du courant dans l'onde-marée et sur leurs lieux géométriques. — *Annales des Travaux Publics de Belgique* 1908.
- [2] CODDE R. — Études physico-chimiques du Bassin maritime de l'Escaut. *Bulletin du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais scientifiques des Constructions du Génie Civil et d'Hydraulique fluviale* (Tome V — 1951).

THE MECHANISM OF LONGITUDINAL DIFFUSION IN A TIDAL RIVER

J.C. SCHÖNFELD

SUMMARY

The intrusion of seawater in a tidal river is treated as a diffusion problem, characterized by a coefficient of longitudinal diffusivity.

In order to analyse the longitudinal diffusivity a mathematical model is set up, consisting of two bodies of water, either one besides the other or one on top of the other. The two bodies are assumed to move relatively to each other, as a secondary effect of the tidal flow. It is moreover assumed that there is turbulent exchange of salt between the bodies.

It is demonstrated that the diffusion of salt into the river is greatest for an optimum value of the coefficient of exchange between the two bodies.

Exchange weaker or stronger than this optimum both diminish the salt intrusion.

The theory is applied to the Rotterdam Waterway, for which estimates of the exchange are made. Estimation of the reduction of the turbulence by stratification and hence of the vertical exchange, shows that the observed strong intrusion is explainable.

Intensified vertical mixing, for instance as provoked by compressed air, need not always result in less intrusion, and hence should be considered carefully.

WATER CONSERVANCY IN THE SOUTH-WESTERN PART OF THE NETHERLANDS

P. SANTEMA

Service for the Delta works, Rijkswaterstaat, The Netherlands

SUMMARY

Waterconservancy in the south-western part of The Netherlands. P. Santema — Service for the Delta works, Rijkswaterstaat, The Netherlands.

The delta works, which are carried out in the south-western part of The Netherlands in order to improve the protection of the low-lying country against stormfloods, make it possible to improve also the water conservancy in this region. At present damage is caused by too high salinities of the surface- and groundwater on one hand and by dessication on the other hand. The enclosed estuaries and tidal rivers will act in the future as fresh water arteries, whereas the southern part will be transformed in a lake which will make it possible to store water. In this article the water requirements for several purposes are discussed first and next the water management which is being designed to meet these needs as much as possible.

1.0 INTRODUCTION

The Netherlands depend for their water supply on the rainfall and on the discharges of the Rhine, Meuse and some smaller rivers. Apart from the rainfall the northern half of the country is dependent on the discharge of the river Yssel and some smaller rivers, and on the Yssel Lake; the other part of the country is dependent on the rest of the water of the main rivers. At present the Yssel Lake receives only about 12% of the annual discharge of the Rhine, however. This situation will be improved by means of the canalisation of the Lower Rhine, which will make it possible to increase the flow of water to the Yssel Lake. Figure 1.0 — 1. Whereas the canalisation of the Lower Rhine will improve the water supply to the northern part of the country, the Delta project will compensate not only for its unfavourable effect on the water supply to the south-western part of the country, but will, moreover, improve considerably the situation in this region.

The main aim of the Delta project is to improve the protection of the south-western part of the low-lying country against stormfloods. The project comprises the building of dams in the Veersche Gat, Eastern Scheldt, Brouwershavensche Gat and the Haringvliet. The Western Scheldt and the Rotterdam Waterway will remain open as the access routes to the important ports of Antwerp and Rotterdam and the dikes along these waters (with some connected waters) will be raised and strengthened. Part of this system is also the weir at the southern end of the Hollandsche Yssel, which is lowered when dangerous storms are approaching. Because it is impossible to undertake these large works all at the same time, it is necessary to build secondary dams in the Zandkreek, Grevelingen and Volkerak; the function of these dams is, among other things, to prevent considerable velocities of the water and scouring (safety of dikes, inland navigation). Furthermore, the damming up of the river Oude Maas is being studied. Figure 1.0 — 2.

The tidal rivers in the south-west of the Netherlands carry not only tidal streams but also the fresh water discharge of the Rhine and Meuse. At present about 50% of the water of the Rhine and Meuse reaches the sea by the Haringvliet and 40% by the Rotterdam Waterway on an average. Completely damming up of the Haringvliet would result in too high water levels, too high velocities of the water and scouring,

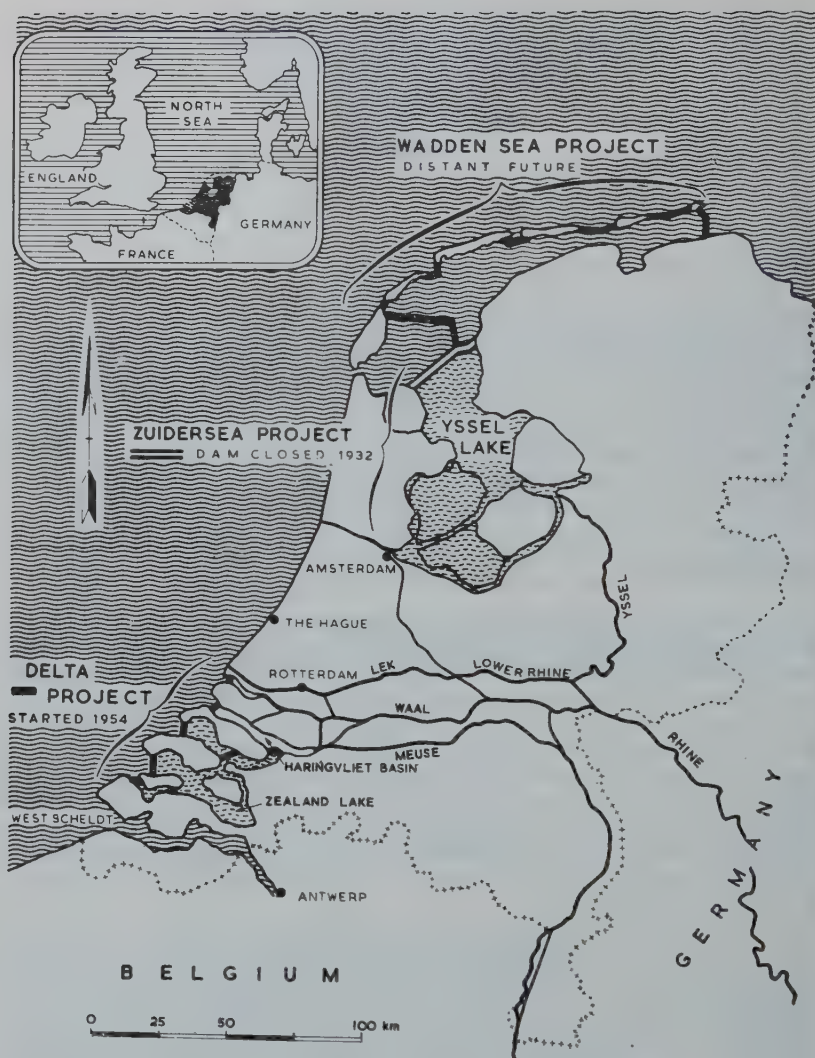


FIG. 1.0-1

when the Rhine and the Meuse are in spate. Moreover, the Haringvliet and Volkerak carry most of the ice of the rivers to the sea in severe winters, and it is desirable that at least the Haringvliet will continue to carry out this function. For this reason a complex of large sluices has been planned in the dam in the Haringvliet.

The waters south of the Volkerak dam together will form a basin which is completely enclosed and is called the Zeeland Lake. By letting in fresh water via sluices in the Volkerak dam and discharging water at the fringes of the basin it can be transformed into a fresh water basin or reservoir and can be maintained as such.

The waters north of the Volkerak dam together form a basin with one permanent opening to the sea (Rotterdam Waterway) and one controlled opening (sluices in the

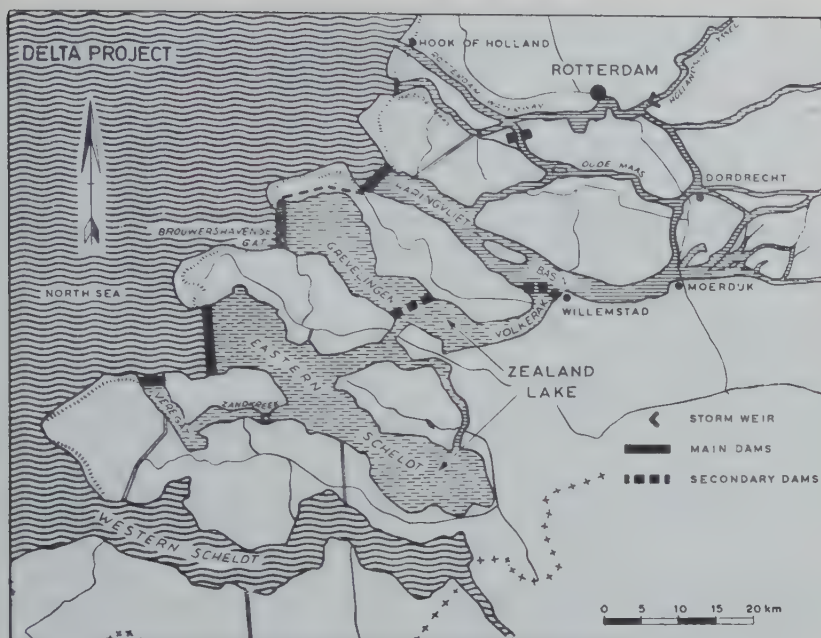


Fig. 1.0-2 Delta project-situation

Haringvliet dam). All the water of the Rhine and the Meuse flows into this basin, except the water which flows to the Yssel Lake. This northern basin can also be transformed into a fresh water basin except a great part of the Rotterdam Waterway.

2.0 WATER REQUIREMENTS

The water available would be amply sufficient to meet the requirements for domestic and industrial water supply and supply for agricultural purposes, if not too much water would be required for salinity control in the coastal region. Salinity control is a major problem in the coastal region of The Netherlands. According to a large number of experiments the highest permissible salt concentration in the water which can be made available for supply is 300 milligrammes Cl' per litre and preferably this concentration should be even much less.

The economic value of improvements in the field of water conservancy in the southwest of the country is considerable. The area of arable land dependent on the Zeeland Lake for its eventually additional water supply is 171.000 hectares. In this sphere of influence in an area of 138.000 hectares agricultural production is unfavourably influenced by too high salinities of the soil and the polder water, and in an area of 39.000 hectares drought causes damage regularly. For the northern basin (including the rivers Lower Rhine and Waal, but excluding the Meuse) these figures are 425.000, 98.000 and 75.000 hectares.

2.1 Water consumption for the control of the salt water penetration on the Rotterdam Waterway

The desirability of having available water of good quality on the Rotterdam

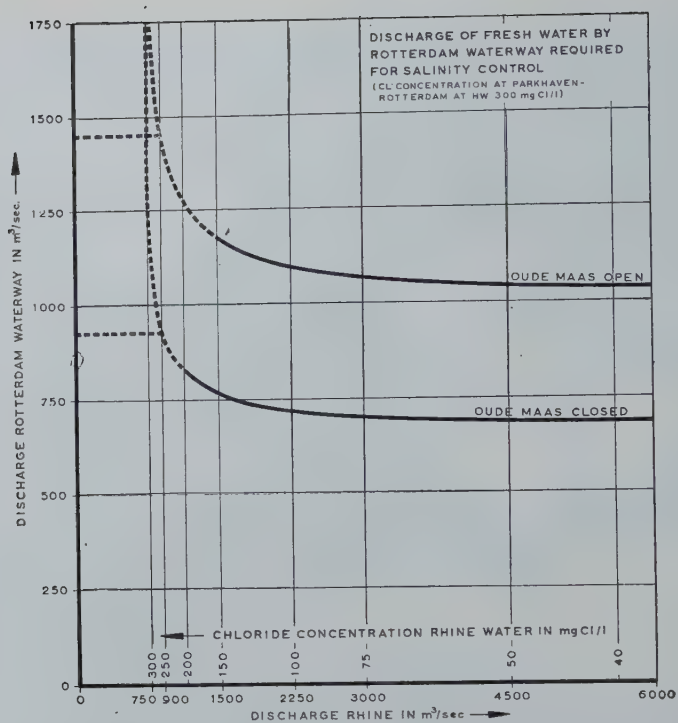


FIG 2.1-1 DISCHARGE OF FRESH WATER BY ROTTERDAM WATERWAY REQUIRED FOR SALINITY CONTROL

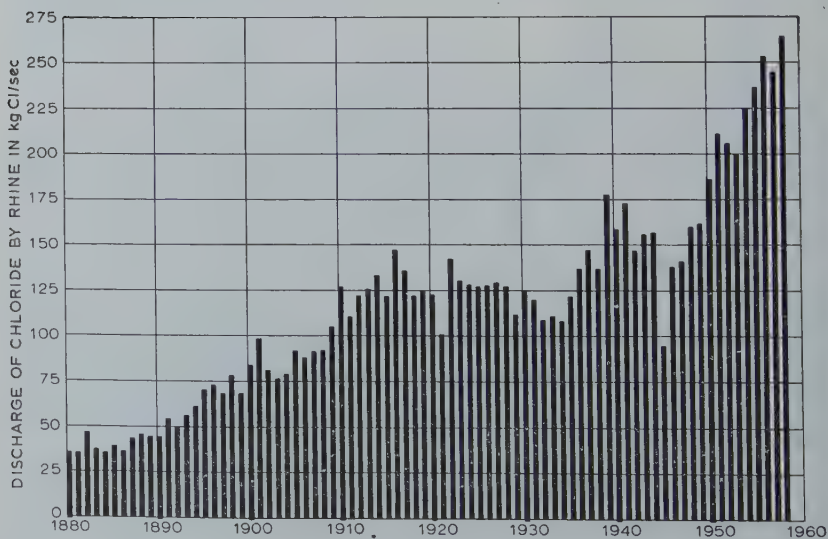


Fig. 2.1-2 Discharge of chloride by the Rhine; 1880-1959.

Waterway at Rotterdam is discussed in the paper presented by Mr. Wiersma. The quantity of water needed to control the penetration of salt water on the Rotterdam Waterway has been calculated with the help of the theory which is described in the paper presented by Dr. Schönfeld. Figure 2.1 — 1. This quantity of water is much greater in case the river Oude Maas will remain open than in case this river will be closed. It depends also on the discharge of the Rhine, because the chloride concentration of the Rhine water increases (and thus its desalting effect decreases) when the discharge decreases. Figure 2.1 - 2 demonstrates that the salt load of the Rhine is increasing disastrously, so that at present the concentration of 300 milligrammes Cl' per litre water already for the Rhinewater itself is exceeded when the discharge is lower than 730 cubic metres per second.

2.2 Water consumption for the control of the water quality in the northern basin

The salt in the drain water of the polders constitutes the greatest part of the salt load of the northern basin. Salt water penetrates in the polders mainly by seepage through the underground and through the dikes. The seepage is caused by the difference in level of the surface water and the groundwater in the polders and outside. The average annual salt load of the northern basin by drainage of polders is estimated at about 9 kilogrammes Cl' per second; a monthly maximum in a wet winter after a dry summer is about 40 kilogrammes Cl' per second. To which extent water will be available for the discharge of the salt will be discussed in 3.1.

Salt water can penetrate the Haringvliet by leakage of the sluices in the dam and by leakage and use of the navigation lock in the dam. With salt water on the seaside and fresh water on the land side of the lock doors, a nearly complete replacement of fresh water by salt water in the lock chamber may be expected when the doors are opened, so that which every one or two lockings a quantity of salt water equal to the content of the lock chamber will move landward. By means of a specially built system of drains with deep suction openings the salt water can be discharged from close behind the lock and sluices. About 15 cubic metres of water per second will be required for this purpose.

When the river Oude Maas will be closed a certain quantity of water will still be required for the control of the water quality on this river. This holds also for the enclosed Brielse Meer basin in the same region. Taking into consideration the several works which will be necessary for the extension of the port of Rotterdam, it seems to be desirable to set aside a quantity of at least 60 cubic metres per second for the control of the water quality in this region.

A special problem arises when at the end of severe winters the sluices in the Haringvliet dam have to be opened, probably during ebb as well as during flood tide, for the discharge of the floating ice on the rivers. The tidal regime will then be restored for a while. It is of great importance that the water of the basin will be fresh again before the beginning of the growing season in April and May. Although the discharge of the Rhine is sometimes rather low immediately after a period of frost, average monthly discharges greater than 1600 cubic metres per second may then be expected generally. This means that sufficient water will be available to discharge such quantities of water via the sluices in the Haringvliet dam that the basin will be filled with fresh water again within a short time.

2.3 Water consumption for the control of the water quality on the Zeeland Lake

The salt load of the Zeeland Lake originates from drainage of polders, seepage through the underground underneath the large dams, diffusion of salt from the water in the bottom, leakage and use of locks.

The principal cause of the salt load of the polders, after the formation of the

Zealand Lake, is the seepage of salt water through the underground caused by a difference between the level of the surface water and of the groundwater in the polder and outside. An extensive programme of investigations is being carried out at present to learn more about this seepage, the measure in which the salt load will decrease in the course of time and, moreover, about the discharge of drainwater by polders and the distribution thereof as a function of time, the effect of flushing the polder water with fresh water, etc.

To learn more about the hydro-lithological built-up of the underground a programme of borings is carried out. In general the built-up consists of more or less impermeable top layers to a depth of about 20 metres, permeable layers to a depth of 50 metres in the south and of 200 to 250 metres in the north, and finally the impermeable oligocene clay layers. In a great many borings filters are placed to measure the groundwater level, whereas also the chloride concentration of groundwater samples is measured. In addition geo-electrical investigations are carried out to get still more information about the chloride concentration of the groundwater at various depths and in an extensive area. The permeability of the underground is studied by means of groundwater level observations in the case of : pumping tests, groundwater pumping schemes, propagation of the tidal movement in the groundwater, and further by means of tests on soil samples (disturbed as well as undisturbed samples). With the knowledge of the hydrolithological built-up and the hydrological characteristics of the underground calculation of the seepage will be possible, both as regards the water and the salt load caused by this seepage.

Moreover, a series detailed observations are carried out in a certain number of polders, selected for that purpose in such a way that they are evenly distributed over the whole area and are more or less characteristic for the geo-hydrological circumstances in the area. Data about the discharge of drainwater and the intake of supplementary water, the quantity of salt discharged and taken in, groundwater levels, rainfall, evaporation, are collected. With the help of those data it is possible to get information about the actual seepage, the relationship rainfall/discharge of drainwater, the salt load of the Zealand Lake by drainage of polders as a function of time, etc.

Observations and calculations show that the average annual salt load by polders is 38 kilogrammes Cl' per second with a monthly maximum in a wet winter after a dry summer of about 180 kilogrammes Cl' per second. Furthermore, it may be expected that this salt load will decrease with some 20% at about 10 to 15 years after the moment that the Zealand Lake has become a fresh water basin.

The salt load by seepage through the underground underneath the dams depends on the level of the Lake. With a level of 0,5 metre + M.S.L. the seepage will be negligible, with a level of about M.S.L. the seepage will cause a salt load of about 1 kilogramme Cl' per second.

The salt load by diffusion of salt from water in the bottom has been calculated with the formula :

$$Q^2 = \frac{4}{\pi} \cdot c^2 \cdot k \cdot \int_0^t (c_0 - c_t)^2 \cdot dt$$

Q = salt load in tons per square metre in t months.

c = percentage of hollow space in the soil.

k = diffusion co-efficient in square metres per month ($1,5 \times 10^{-3}$).

c_0 and c_t = chloride concentration of the lake water at the beginning and after t months in tons per cubic metre.

t = time in months.

Whereas the salt load by diffusion will be 20 to 25 kilogrammes Cl' per second

in the beginning, it will decrease rapidly to about 3 kilogrammes Cl' per second at about 10 to 15 years after the desalting has started.

The salt load caused by the leakage and the use which is made of the locks in the two canals to the Western Scheldt can be eliminated by discharging back (by means of sluices, syphons or pumps, via deep suction openings close behind the locks) the salt water which has penetrated. This will require an estimated quantity water of 20 cubic metres per second.

Summarizing, an average annual salt load of the Zealand Lake at about 10 to 15 years after its formation of 36 kilogrammes Cl' per second may be expected. Assuming an average chloride concentration of the water available for intake on the lake of 100 milligrammes Cl' per litre and an average chloride concentration of the water which is finally discharged of 250 to 300 milligrammes Cl' per litre, a required average capacity for flushing the lake of 200 cubic metres per second may be calculated.

2.4 Water consumption for the control of the water quality in the polders

Assuming that the chloride concentration of the water in a basin at the intake of a polder is 250 milligrammes Cl' per litre, it will be clear that large quantities of water are required to flush the polder waters in such a way that a chloride concentration of 300 milligrammes Cl' per litre will be obtained. In several cases it will be necessary, therefore, to bring the water at the places where it is needed by means of specially built canals.

For the purpose of the compilation of water- and chloride-balances for the basins it is necessary to know the quantity of water required for the control of the water quality in polder areas only in so far this water is discharged outside the basins. For the Zealand Lake this means a quantity of about 5 cubic metres per second in the summer period and nil in the winter. For the northern basin, where also the pollution of canals by industrial and domestic waste water plays a part, it is 37 cubic metres per second in the summer period and 24 cubic metres per second in the winter.

2.5 Water consumption for agricultural purposes

The Netherlands receive a fair amount of rainfall, viz. 730 millimetres per year, of which 380 millimetres in the period from April till August. In this last mentioned period and in dry years the potential evapotranspiration exceeds the rainfall plus the water for the plant available in the soil. In order to obtain rough figures about the water requirements as averages for large areas the following method has been used. The monthly evaporation of surface water has been calculated with the formula of Penman. Based on the result of lysimeter experiments these figures have been multiplied by 0,75 in order to obtain monthly figures for potential evapotranspiration. The figures for the rainfall minus potential evapotranspiration have been studied in relation with the agricultural production on a large number of plots. Differences of more than 10% between the optimum production and actual production were accepted as an indication that the water readily available for the plant had been consumed. In this indirect way figures could be obtained about the quantity of water readily available for the plant in the soil, for various soil types and as an average for the agricultural practice in The Netherlands.

Summarized, these figures are :

marine clay and peat	75 to 125 millimetres, average 100 mm
fluvial clay	25 to 75 millimetres, average 50 mm
sandy soils	0 to 25 millimetres, average 10 mm

The water available in the soil acts as a buffer meeting peak demands, so that

it is permissible to reckon with monthly figures or even figures for longer periods as regards the water requirements for agricultural purposes. Figure 2.5 - 1.

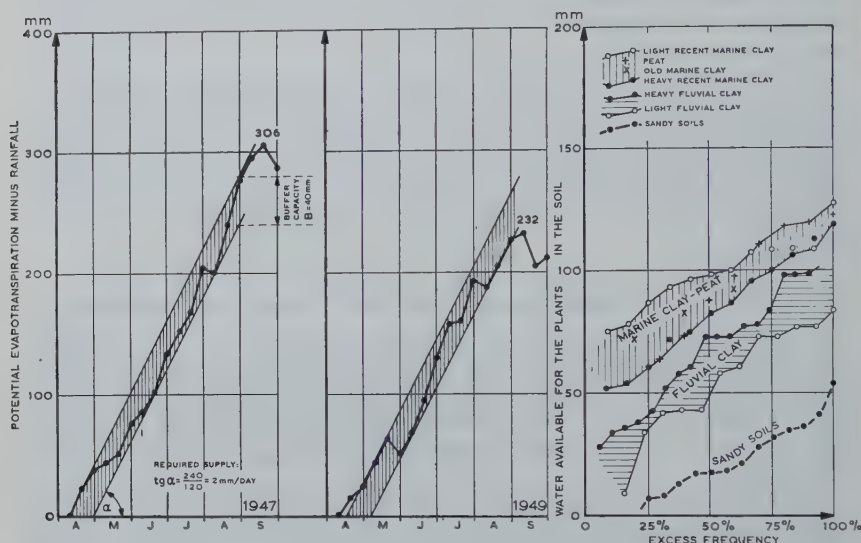


Fig. 2.5-1 Computation of agricultural requirements for additional water supply.

It is assumed that in the 4 months May till August a water requirement equal to the potential evapotranspiration — minus rainfall — minus 25% of the water available in the soil has to be met. The actual supplies may deviate considerably from these figures which are to be considered as roughly average indications for large areas. For the area dependent for its water supply on the northern basin, large 780.000 hectares *, this means an average consumption of 34 cubic metres per second with a maximum of 152 cubic metres per second in the driest month of a dry year. For the sphere of influence of the Zeeland Lake, large 171.000 hectares, these figures are 10 and 44 cubic metres per second. However, it will certainly take a long time before agriculture will have taken full advantage of the possibilities offered by the formation of the fresh water basins and the above mentioned water consumption will have been realized.

2.6 Water consumption for domestic and industrial purposes

Here again, it is only of interest to know which proportion of the water supplied will be discharged finally outside the basins under consideration. Extensive studies have been devoted to the problem of the water supply for domestic and industrial purposes in the western part of The Netherlands. Based on these studies a quantity of 5 cubic metres per second must be set aside for domestic and industrial water supply, both in the case of the northern basin and the Zeeland Lake, in so far this water is discharged outside the basin as sewage.

(*) including the river Meuse.

2.7 Evaporation of surface water

The area of the former estuaries and the rivers, etc. in the northern basin is estimated at 25.000 hectares and in the Zealand Lake at 50.000 hectares. With the help of the formula of Penman figures for the average evaporation have been calculated which are in the summer for the northern basin 10 and for the Zealand Lake 21 cubic metres per second; for the driest month of a dry summer these figures are 33 and 16 cubic metres per second.

3.0 WATER MANAGEMENT

Whereas in chapter 2.0 the several elements which play a part in the water management have been discussed, in chapter 3.0 a scheme for the distribution of the water will be discussed.

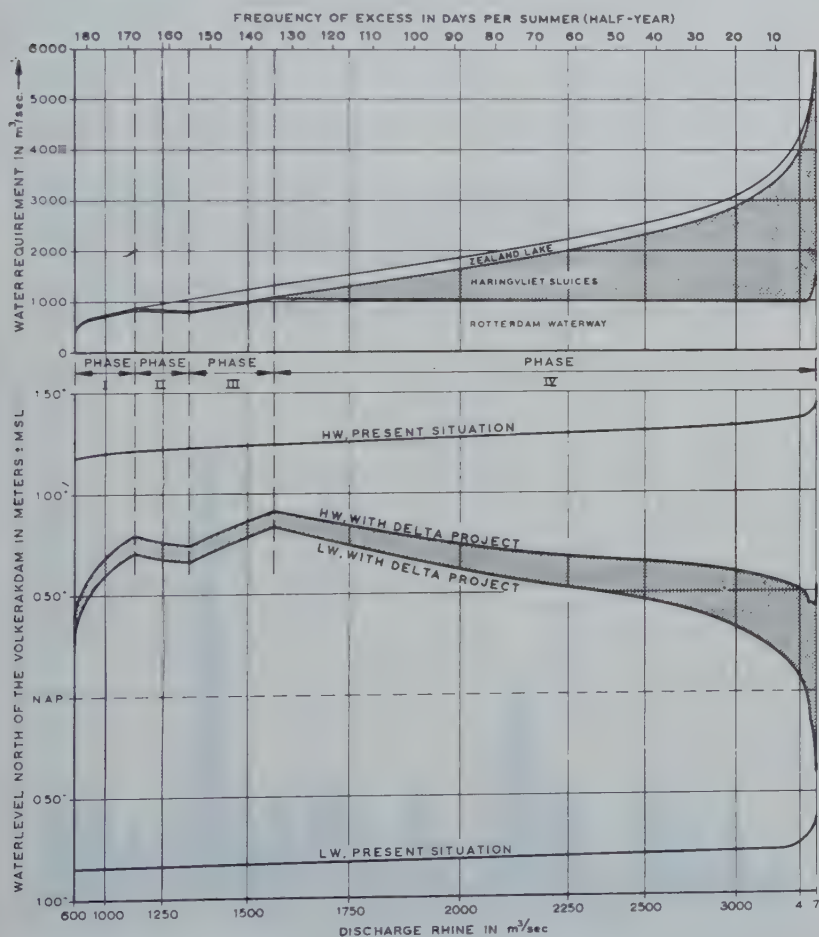


Fig. 3.1-1 Distribution of water and water levels in the Haringvliet basin north of the Volkerakdam as a function of the discharge of the Rhine

3.1 Water management in the northern basin

The sluices in the Haringvliet dam and in the Volkerak dam make it possible to regulate the flow of water in the northern basin to a certain extent. This regulation will be discussed here as a function of the discharge of the Rhine, which is the main source of the water available. Even at the lowest discharges the water requirements as to : evaporation, domestic and industrial water supply, supply of water for agricultural purposes including the control of the water quality in polders, the control of the quality near the sluices and lock in the Haringvliet and near the sluices and locks in the region of the Oude Maas and Brielse Meer, will be met, and the influence of the canalisation of the Lower Rhine will be felt also. The rest of the water will be discharged by the Rotterdam Waterway. When the discharges of the rivers increase, more water will be discharged by the Rotterdam Waterway until the water quality at Rotterdam has been improved sufficiently. When more water becomes available this can be taken in on the Zeeland Lake via the sluices in the Volkerak dam, for the control of the water quality and of the waterlevel on the lake. Finally, when still more water becomes available this can be used to improve the situation on the Rotterdam Waterway still more, whereas the surplus can be discharged via the sluices in the Haringvliet dam. Figure 3.1 - 1.

This programme of water management is of considerable influence on the water-levels on the basin and therefore also on the possibilities for intake of water on the Zeeland Lake. Figure 3.1 - 1.

The improvement as to salinity control on the Rotterdam Waterway will be considerable; whereas at present in an average year a satisfactory situation at Rotterdam cannot be reached during 182 days per year, this figure will be 84 when the Deltaproject has been completed, but with open Oude Maas, and 36 when also the river Oude Maas has been closed. In the rest of the northern basin the chloride concentration of the water can normally be kept below 250 milligrammes Cl' per litre; only

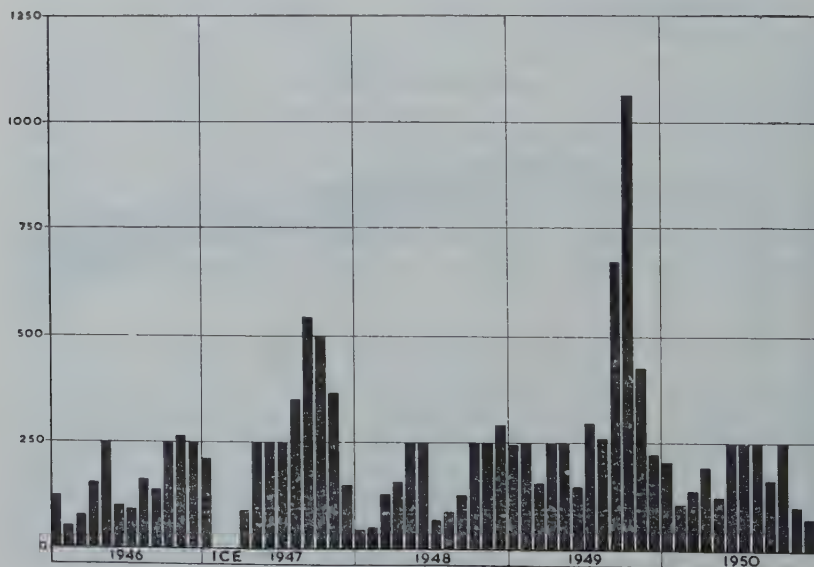


Fig. 3.1-2 Chloride concentration on the northern basin at the Haringvliet sluices in a period like 1946-1950.

in dry years like 1947 and 1949 the concentration can rise higher in the autumn months, Figure 3.1 - 2.

3.2 Water management on the Zealand Lake

As has been mentioned in the foregoing the intake of water on the Zealand Lake has to be stopped during certain periods of the year. Even then the water requirements as to evaporation, domestic and industrial water supply, supply of water for agricultural purposes including the control of the water quality in polders, the control of the water quality near the locks in the canals to the Western Scheldt, will be met. Flushing the lake for the control of the water quality has to be stopped of necessity in such periods. The above means that the Zealand Lake will have to act as a reservoir. The quantity of water stored depends on the area of the lake and the variation of the level. The highest level is governed by the possibilities of intake at the Volkerak dam and is about 0,5 metre – M.S.L. The lowest level is governed by the interests of inland navigation, water intake by polders, etc. Assuming that the whole area of the Zealand Lake will be available for water storage, with a variation of the lake level of 1,0 metre, the storage capacity will be about 500.000.000 cubic metres. The water consumption in a dry period is according to chapter 2.0 about 100 cubic metres per second or about 250.000.000 cubic metres per month. The above mentioned storage capacity is therefore sufficient to meet the requirements of two months. This is sufficient to meet the needs in dry years, assuming the river Oude Maas is closed. When this river remains open the intake of water at the Volkerak dam has to be stopped in an early stage, in order to have sufficient water available for the Rotterdam Waterway. It is only possible to meet requirements then by accepting a much lower lowest level on the lake.

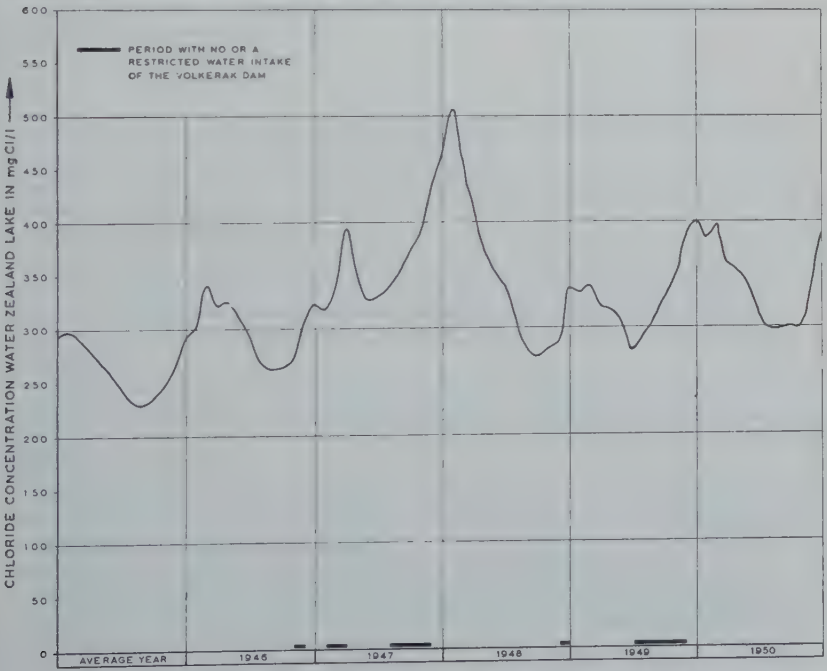


Fig. 3.2-1 Chloride concentration of the water on the Zealand lake in an average year and a period like 1946-1950, with a discharge capacity of 200 m³/sec.

The practice will be probably that in the months March and April the level of the lake is raised to 0,5 metre + M.S.L., in order to have sufficient water available for the summer months, whereas in the autumn it will be lowered (or raised) for instance to about M.S.L. or lower, because storage is not required in the winter and a low level will facilitate the drainage of polders.

Whereas normally a good quality of the water in the Zealand Lake can be maintained, the necessity of stopping the intake in dry periods causes a rise of the chloride concentration. The result can be that in dry years at the end of the summer until the spring of the next year the concentration can rise above 300 milligrammes Cl' per litre, although this depends also on the discharge capacity of the sluices or syphons of the lake. Figure 3.2 - 1.

WATER MANAGEMENT IN DELFLAND

Struggle against salination in this area

by Mr. A. G. WIERSMA (Holland)

SUMMARY

The Hoogheemraadschap van Delfland encloses 43.000 hectares (107.500 acres) including several towns and 16.000 acres of horticulture.

Agriculture and horticulture, navigation and industry require an accurate maintenance of the water level.

An extensive system of locks, sluices, and pumping stations controls the water level in the main canals (boezem) and in every sub-area (polder).

Moreover, they are used for flushing.

The paper gives data about quantities of rainfall, evaporation, flushing and chlorides.

RÉSUMÉ

Le Hoogheemraadschap van Delfland a une superficie de 43000 hectares. Elle comprend plusieurs villes et 6400 hectares de terre d'horticulture.

L'agriculture et l'horticulture, la navigation et l'industrie exigent que le niveau d'eau soit maintenu rigoureusement.

Un système étendu d'écluses, de tuyaux et de stations d'épuisement permet de maintenir le niveau d'eau dans les canaux principaux (« boezem ») et dans chaque polder.

En outre on les emploie pour le rinçage des canaux.

L'étude présentée contient des chiffres des quantités de précipitation, d'évaporation, de rinçage et des chlorures.

North of the Rotterdam Waterway one, of the important arms of the Rhine-delta, is situated the Hoogheemraadschap van Delfland.

This area encloses 43.000 hectares ⁽¹⁾ and includes the towns of The Hague, Delft, Schiedam, Vlaardingen and a part of Rotterdam and many villages having together about 1.1 million inhabitants.

Delfland has 6400 hectares of horticulture, for a large part with hothouses. The remaining rural grounds are mainly grassland used for intensive cattle-breeding.

Along the seaside there are dunes of various width, forming the sea-wall.

Along the river a dike protects the land against high water especially during storm surges.

The whole area is divided into many parts by a network of broad and narrow canals, all of them with the same steady waterlevel. Together they form a reservoir containing 5 million m³ of water with a surface of 4 million m², called « Delflands boezem » ⁽²⁾.

During wet periods the superfluous water is discharged into the sea or the river either through locks and sluices during low tide or by means of pumping stations.

During dry and hot weather water is taken in from the river through locks or sluices during high tide or by pumping out of a neighbouring area.

Besides there is an nearly daily intake and discharge of water for refreshing.

Agriculture and horticulture, navigation and industry require an accurate maintenance of the water level in the « boezem ».

⁽¹⁾ 1 ha = 1 hectare = 2.5. acres.

⁽²⁾ 1 m³ = 1 meter³ = 1.3 cub.yard; 1 m² = 1.2 sq.yard; 1 meter = 3.3 ft.

HOOGEEMRAADSCHAP VAN DELFLAND



Nearly always the fluctuations can be restricted between 10 cm above and 10 cm beneath normal level ⁽³⁾.

In large parts of Delfland ground level is so low that groundwater-level must be kept beneath normal level of the boezem. Each of these parts forms an individual «polder», which is separated from the boezem by small dikes. Every polder has a pumping station which keeps the polder water as accurate as possible at the required level. Water can be taken in by means of pipe lines through the small dikes.

The difference between the water level in the boezem and in the sixty polders differs from 0.2 meter to more than four meters.

Only a few polders have a water mark somewhat above the level of the boezem.

Normal amount of yearly rainfall is 796 millimeter; the subdivision over the months is given in table I. ⁽⁴⁾

In behalf of water supply 77 mm is taken in or pumped in per annum.

Moreover, 260 mm per annum are carried on and off for refreshing purposes. Specification of all these data is given in the water-balance of table I.

This balance is deduced from statistical data collected from the locks, sluices, and pumping stations of Delfland.

In these the saturation of the soil and the influence of water transit through navigation-locks are not taken into consideration.

From these data can be calculated that the evaporation amounts to about 360 mm per annum.

The subdivision over the months can only be approximate because of the above mentioned limitations.

Maximum evaporation appears to come in august within the range of 3 mm per day. This result is in accordance with values found elsewhere in the Netherlands.

468 mm are pumped up out of the polders. Making allowance for the simplification in the calculation this result can be considered to be in accordance with the values in table I.

⁽³⁾ 1 cm = 1 centimeter = 0.01 meter = 0.4 inch.

⁽⁴⁾ 1 mm = 1 millimeter = 0.001 meter.

TABLE I

Delflands boezem *Water balance in mm*

IN	Jan.	Febr.	March	Apr.	May	June	July	August	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Year
precipitation	74,6	61,0	39,4	27,6	39,5	49,2	90,7	115,5	103,7	89,6	47,1	58,1	796,0
supply	—	—	0,6	4,9	12,3	18,0	17,4	11,7	7,7	3,4	0,7	0,3	77,0
refreshing	74,6	61,0	40,0	33,5	51,8	67,2	108,1	127,2	111,4	93,0	47,8	58,4	873,0
total amount	10,4	15,7	28,8	30,0	32,0	25,5	21,9	21,5	19,4	21,8	19,1	14,3	260,4
OUT	85,0	76,7	68,8	63,5	83,8	92,7	130,0	148,7	130,8	114,8	66,9	72,7	1133,4
rainwater	88,9	56,7	31,0	21,3	6,2	18,3	24,1	38,7	44,1	47,4	62,4	72,9	512,9
evaporation	—14,3	4,3	9,0	12,2	45,6	48,9	84,0	88,5	67,3	45,6	—14,6	—14,5	360,1
refreshing	74,6	61,0	40,0	33,5	51,8	67,2	108,1	127,2	114,1	93,0	47,8	58,4	873,0
total amount	10,4	15,7	28,8	30,0	32,0	25,5	21,9	21,5	19,4	21,8	19,1	14,3	260,4
	85,0	76,7	68,8	63,5	83,8	92,7	130,0	148,7	130,8	114,8	66,9	72,7	1133,4

The situation of Delfland in the neighbourhood of the sea causes a permanent threat of water-salination in the boezem and the polders. It is clear that water will be taken in only as long as it is not salted. Sea-water, therefore, will never be taken in.

Along the river nowadays only at the most upstream location, viz. at Rotterdam, water is taken in during periods when the chloride-content is less than 250 mgr per liter.

When this standard is not reached on the river at Rotterdam, fresh water is pumped in at Leidschendam out of the neighbouring area.

This possibility exists since a special pumping station for this purpose was built there in 1953.

The river-water is not only affected by the sea salt; industrial waste-water in the upstream river in Germany and France increase the chloride-content too. In consequence of that the whole water supply system of Delfland is therefore no longer safe as this Rhinewater penetrates into the entire western part of the Netherlands.

In spite of all precautions for good closing lock doors a certain amount of leaking is inevitable.

Navigation locks, moreover, also cause salination as during every passing of a vessel a large quantity of salt water enters.

Several industries and farms have ground-water wells for cooling purposes. The chloride-content of this well-water varies between 1300 and 5000 mgr per liter.

Moreover, waste-water of towns, villages, and factories contains usually some chlorids.

The gathered data for normal circumstances are :

TABLE II

	× 1000 kg chlorides per annum
water supplied	17,500
leaking of locks	7,500
inflow through navigation locks	8,000
agricultural wells	20,000
industrial-well and waste-water and other influx	27,000
	<hr/> 80,000

The number of agricultural wells, used for cooling of milk and gas-winning is already strongly reduced as the supply of electricity in the country is extended.

Moreover, strong attempts are made to carry off the industrial well water by means of pipelines to the sea or the river.

Nevertheless, the menace by the chlorids of the river continues.

The following data give an illustration of the importance of the parties interested in the quality of the water :

horticulture	max.	300 mgr per liter
production value over		£ 20 million per annum
cattle breeding	max.	1000 mgr per liter
production value		£ 3 million per annum

During a dry summer much water has to be supplied to the polders. As a result of this the chloride-content in the ditches and the soil of the polders increases.

These quantities of chloride must be carried off by the subsequent rain via the pumping stations and the boezem.

When after a dry summer a winter follows with normal or less rain the washing-out of chlorides is insufficient. In this case the polders begin the next summer with a quantity of old chlorides.

This coincidence is now taking place.

The summer half year of 1959 (April-September) had 230 mm precipitation instead of 426 mm. In consequence of this draught there was an inflow of 37.3 million kg chlorides instead of 17.5 million kg.

During the winter 1959-1960 the rainfall was not over normal. It can, therefore, be expected that during the summer of 1960 salt damage will occur at many places.

CONTRIBUTION A L'ETUDE THEORIQUE DES FLEUVES A MAREE

F. BONNET

RÉSUMÉ

L'auteur a publié en 1922 et 1923 une étude sur la propagation de la marée fluviale, qui a paru dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique*, fascicules 3, 4, 5 et 6 de 1922 et 1, 2, 3 et 5 de 1923. L'étude est basée sur la notion de l'énergie de l'onde marée fluviale et sur la perte de cette énergie sous l'action des résistances que le fleuve oppose à la propagation de l'onde. La diminution d'énergie produit à chaque instant une onde élémentaire d'usure, qui se propage vers l'aval.

L'ensemble de ces ondes forme un courant qu'on peut appeler « *courant de retour* ».

Ainsi une tranche d'onde marée fluviale ne vainc pas seulement les frottements contre les parois du lit, mais aussi l'opposition du courant de retour, qui est de loin la plus forte résistance.

En considérant l'énergie d'une tranche d'onde marée fluviale et la résistance du courant de retour, l'auteur a établi les équations qui permettent de calculer d'une manière simple les sections à marée haute, les amplitudes et les débits de la marée aux différents points du fleuve.

Il produit deux diagrammes relatifs à l'Escaut maritime, qui montrent la concordance entre les résultats du calcul et les relevés faits sur le fleuve.

La théorie ci-dessus ne peut toutefois être appliquée qu'à un lit de fleuve variant continuellement.

L'auteur complète son étude en 1957 en résolvant le problème des perturbations qu'introduisent, dans la propagation de la marée fluviale les discontinuités brusques du fleuve, telles que les élargissements et les étranglements du lit, les exhaussements et les approfondissements du fond. Cette étude a paru dans le fasc. 5 de 1957 des *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

Les formules, auxquelles cette étude complémentaire conduit, ont été vérifiées au Laboratoire de Recherches Hydrauliques d'Anvers sur une rivière à marée reproduite en modèle.

L'auteur donne, dans trois tableaux, le résultat du calcul et celui de l'essai au Laboratoire. La vérification porte sur un élargissement de la rivière, aussi sur un étranglement et pour finir sur une diminution de la profondeur de la rivière. Les tableaux montrent une concordance très satisfaisante entre le calcul et l'essai en laboratoire.

SUMMARY

The author published in 1922 and 1923, in the « *Annales des Travaux Publics de Belgique* » fasc. 3, 4, 5 and 6 of 1922 and fasc. 1, 2, 3 and 5 of 1923, a study on the translation of a tidal fluvial wave.

The study is based on the energy notion of a tidal fluvial wave and on the loss of this energy under the action of the fluvial resistances.

The energy diminution produces at each moment a little usury wave, which translates understream.

All these little waves form a current, which can be named « *return current* ». In this manner, a little slice of a tidal fluvial wave does not only surmount the frictions against the bed of the river, but also the opposition of the return current, and this resistance is by far the stroughest.

Considering the energy of a slice of the tidal fluvial wave and the resistance of the return current, the author has established the equations which allow to calculate simply the sections of the river at high water, the ranges of the tide and the discharges of the tidal wave at different points of the river.

He produces two diagrams of the Scheldt showing the concordance of the calculation and the observations on the river.

This theory can only be used when the bed of the river regularly changes.

The author has completed his study in 1957 in resolving the question of the perturbations introduced in the translation of a tidal fluvial wave by the discontinuities as widening or contraction of the river, the raising or the deepening of the bottom.

This study has been published in fasc 5 of 1957 of the « *Annales des Travaux Publics de Belgique* ».

The theoretical formulæ were verified in the Hydraulical Laboratorium of Antwerp on a model of tidal river. The author gives three tables of the maked verifications : one on a widening of the bed of the river, another on a contraction and a third on a raising of the bottom of the river.

The tables show a good concordance between the results of the calculction and the experiments of the laboratorium.

J'ai publié en 1922 et 1923 une étude sur la propagation de la marée fluviale. Elle a paru dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique*, fascicules 3, 4, 5 et 6 de 1922 et 1, 2, 3 et 5 de 1923.

Cette étude est basée sur la notion de l'énergie de l'onde marée fluviale et sur la déperdition de cette énergie sous l'action des résistances du fleuve à la propagation de l'onde.

La théorie s'appuie sur les lois du mouvement des ondes de translation établies par feu Boussinesq et sur une étude de feu Merten, professeur à l'Université de Gand, concernant la variation de la largeur d'un fleuve à marée.

Elle ne part donc pas de l'équation différentielle du mouvement horizontal et de celle qui exprime la condition de continuité, qui sont les équations à considérer, si l'on veut traiter le problème dans toute sa rigueur.

L'intégration de ces équations est fort complexe et conduit à de grands calculs numériques, qu'un ingénieur ne sait pas effectuer s'il ne dispose pas d'une machine électronique à calculer.

Comme vers 1920, cette machine n'existait, l'Ingénieur chargé d'un service ordinaire de fleuve à marée ne savait pas arriver à un résultat en suivant la méthode exacte.

Telle était ma situation durant mon passage au service des études de l'Escaut maritime, où il y avait plusieurs problèmes importants à résoudre.

Je tournai la difficulté en mettant au point la théorie qui a comme base l'énergie de l'onde marée fluviale.

Mon initiative était d'autant plus indiquée qu'il était possible de vérifier la théorie établie par une application à l'Escaut maritime.

Comme je l'ai dit ci-dessus, la théorie est basée sur la notion de l'énergie de l'onde marée fluviale et des pertes qu'elle éprouve sous l'action des résistances du fleuve.

Ces pertes donnent lieu soit à une diminution du volume de l'onde, soit à une réduction de la hauteur, ou bien aux deux diminutions simultanément. Comme les fleuves à marée ont en général une forme en entonnoir, les variations de l'amplitude de la marée fluviale se produisent lentement, de sorte que les pertes d'énergie se manifestent surtout par une diminution du volume de l'onde.

Ces pertes donnent lieu à la production d'ondes d'usure qui se propagent vers l'aval. L'ensemble de ces ondes d'usure donnent lieu à un courant dirigé vers l'aval qu'on peut appeler *contre-courant*. L'onde marée fluviale est ainsi une onde de translation positive formée à l'embouchure du fleuve par un déversement d'eau de la mer dans le fleuve, qui surmonte à chaque instant un contre-courant produit par l'usure de l'onde marée même.

C'est le contre-courant qui forme en grande partie, en chaque point du fleuve, le volume d'eau du gonflement du fleuve qui se produit au passage de l'onde marée fluviale.

Même à l'extrémité de la partie maritime, ce sont les eaux d'amont qui constituent seules le gonflement du fleuve quand il se produit.

Il se fait ainsi qu'une tranche d'onde de la marée fluviale ne vainc pas seulement les frottements contre les parois du lit du fleuve, mais aussi l'opposition du contre-courant dont l'intensité est en rapport avec les pertes de volume des tranches d'onde

qui ont pénétré précédemment dans le fleuve. C'est la résistance du contre-courant qui est de loin la plus grande au passage d'une tranche d'onde marée fluviale.

L'interprétation de l'onde marée directe et du contre-courant produisent des frottements intérieurs qui sont proportionnels à la vitesse simple. Il n'y a pas moyen de voir de quelle manière cette interpénétration se fait ni de déterminer par la théorie la formule donnant la résistance que le fleuve oppose à la propagation de la marée fluviale. J'ai pu déterminer par mes études sur l'Escaut maritime, dont la largeur est grande par rapport à la profondeur, que la résistance, qu'éprouve une tranche d'onde marée fluviale de longueur égale à l'unité, est égale à :

$$\varepsilon l v$$

ε est un coefficient de résistance,

l est la largeur du fleuve ,

v est la vitesse du courant.

Si le contre-courant n'existait pas la vitesse serait égale à :

$$V = \sqrt{g(H-h)} \frac{h}{H+h} = \sqrt{g} \frac{h}{\sqrt{H+h}}$$

Dans cette expression, H est la profondeur sous-marée basse, h est la hauteur de l'onde marée fluviale.

Par suite de l'action du contre-courant, cette vitesse est diminuée et doit être affectée d'un coefficient de réduction : α . De sorte que la résistance du fleuve au passage d'une tranche d'onde est égale à :

$$\varepsilon l v = \varepsilon \alpha l \sqrt{g} \frac{h}{H+h}$$

Le travail élémentaire de cette résistance est égal à :

$$dT = \varepsilon \alpha l \sqrt{g} \frac{h}{H+h} \times \alpha \sqrt{g} \frac{h}{H+h} dt$$

Soit $H + h = \lambda$

$$dT = \varepsilon \alpha^2 l \frac{g h^2}{\lambda} dt$$

Le travail élémentaire est égal à la perte d'énergie de l'onde marée fluviale pendant le temps dt .

$$dE = -dT = -\varepsilon \alpha^2 l \frac{g h^2}{\lambda} dt$$

$$\frac{dE}{E} = -\frac{\varepsilon \alpha^2 l g h^2}{\alpha^2 \rho g h^2 l \lambda}$$

$$\frac{dE}{E} = -\frac{\varepsilon dt}{\rho \lambda}$$

$$\frac{dE}{E} = -\frac{\varepsilon dx}{\rho \lambda \frac{qx}{dt}} = -\frac{\varepsilon dx}{\rho \lambda \sqrt{g \lambda}}$$

Nous avons trouvé que pour l'Escaut $\frac{E}{\rho\sqrt{g}}$ est une constante, qu'on peut représenter par R.

L'équation ci-dessus se prête facilement à des transformations pratiques suivant les différents cas qui peuvent se présenter sur un fleuve à marée.

Je me permets de renvoyer à mon étude qui a paru en 1922-1923 pour prendre connaissance de ces transformations.

Je donne cependant ci-après le cas où la vitesse v est constante dans la section considérée du fleuve. Alors :

$$\alpha^2 g \frac{h^3}{\lambda} = c_1^{\text{ste}}$$

ou bien

$$\frac{\alpha^2 \rho g l h^3}{\gamma l \lambda} = c_1^{\text{ste}}$$

$$\frac{\alpha^2 \rho g l h^3}{l \lambda} = c_2^{\text{ste}}$$

$\alpha^2 \rho g l h^3$ est l'énergie E d'une tranche d'onde égale à l'unité; $l \lambda$ est la section à marée haute que nous représentons par σ .

L'expression ci-dessus devient ainsi

$$\frac{E}{\sigma} = c^{\text{ste}}$$

Nous voyons ainsi que, dans le cas d'une vitesse moyenne de marée constante, l'énergie de l'onde est proportionnelle à la section à marée haute. Nous pouvons alors écrire :

$$\frac{d\sigma}{\sigma} = - R \lambda^{-3/2} dx$$

Pour l'Escaut maritime nous avons pu donner à R la valeur : 0,792, le kilomètre étant pris pour unité.

La planche I reproduit le diagramme des sections sous-marée haute calculées aux différents points du fleuve, suivant la théorie résumée ci-dessus.

Cette planche donne en même temps le diagramme des sections existant sur le fleuve.

La comparaison des deux diagrammes permet de constater une concordance très satisfaisante entre les deux diagrammes.

La loi de l'énergie, ou des sections à marée haute, permet de résoudre la loi des amplitudes de la marée et des débits de flot aux différents points du fleuve. Pour la démonstration, je dois renvoyer à mon étude de 1922-1923.

La formule théorique finale donnant l'amplitude de la marée en un point du fleuve est :

$$h = h_0 \frac{\lambda_0}{\lambda} \sqrt{\frac{l_0}{l} \cdot \frac{\sigma_0}{\sigma}}$$

Dans cette formule, σ_0 , l_0 et λ_0 représentent respectivement la profondeur, la largeur et la section sous-marée haute à l'origine de la section considérée du fleuve; λ , l , σ sont les mêmes valeurs en un point du fleuve située plus en amont. Si on applique cette formule théorique à l'Escaut maritime, on obtient des valeurs légèrement plus grandes que la réalité et il faut l'affecter d'un coefficient de réduction, qui diminue à mesure qu'on s'éloigne de l'origine de section considérée du fleuve.

La planche II reproduit le diagramme des largeurs à mi-marée calculées suivant la méthode ci-dessus aux différents points de l'Escaut. Cette planche donne aux

mêmes points du fleuve les largeurs à mi-marée existant sur le fleuve et permet de voir une concordance très satisfaisante entre le résultat du calcul et la réalité.

En ce qui concerne le débit de la marée, l'étude conduit au résultat suivant. Si V est le volume de flot, v le volume des eaux d'amont pendant le flot, leur somme multipliée par l'amplitude de la marée est égale à l'énergie de l'onde marée fluviale, ou encore à la section sous-marée haute, multipliée par une constante.

Cette constante ne varie qu'en passant d'une section à une autre du fleuve, séparées entre elles par une discontinuité ou par le débouché d'un affluent à marée.

L'étude faite en 1922-1923 se termine par une partie à caractère plus ou moins empirique, qui permet de calculer facilement le niveau moyen de la marée fluviale la vitesse de propagation, la vitesse moyenne du courant de flot et de jusant. C'est une adaptation des lois de la propagation des ondes de translation à la propagation de la marée fluviale. Bien que cette partie ait avant tout de la valeur pour l'Escaut maritime, elle peut être appliquée à d'autres fleuves à marée, à condition d'adapter les équations au régime particulier de ces fleuves.

Mon étude de 1922-1923 suppose que le lit du fleuve varie d'une manière continue, de sorte qu'il ne résout pas la question des perturbations qu'introduisent, dans la propagation de la marée fluviale, les discontinuités brusques du fleuve, telles que les élargissements et les étranglements du lit, les exhaussements et les approfondissements du fond.

Cette lacune a été comblée en 1957 et la théorie établie a été vérifiée au Laboratoire de Recherches Hydrauliques d'Anvers sur un modèle de rivière à marée, dont la similitude avec la nature avait été réalisée. L'étude a paru dans le fascicule n° 5 de 1957 des *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

Voici un résumé de cette étude.

Les discontinuités ont pour conséquence de faire naître, soit une onde positive quand il y a étranglement ou exhaussement, soit une onde négative quand il y a élargissement ou approfondissement. Ces ondes se propagent toutes deux vers l'aval et empruntent leur énergie à l'onde marée fluviale.

Dans le cas d'une onde positive, le volume de flot diminue et l'amplitude augmente; mais la dernière majoration d'énergie ne compense pas la première réduction; de sorte que dans l'ensemble, il y a une perte de puissance hydraulique de l'onde marée fluviale. Dans le cas d'une onde négative, c'est l'inverse qui se produit, mais le résultat final est encore une fois une réduction de la puissance hydraulique de l'onde marée principale.

Ordinairement les discontinuités marchent de pair. Un élargissement est accompagné d'un relèvement du fond, par suite de l'ensablement du fleuve; tandis qu'un étranglement est accompagné d'un approfondissement du fleuve, par suite d'une action d'érosion.

Dans ces conditions, les discontinuités d'un point du fleuve réagissent l'une sur l'autre et se neutralisent en partie ou totalement.

Il se produit aussi très souvent qu'une discontinuité dans un sens est suivie, un peu en amont, par une discontinuité de sens contraire. Ainsi à un élargissement brusque peut succéder un étranglement. A l'origine de l'élargissement, il se forme une onde négative qui augmente le volume du flot et diminue la hauteur de la marée fluviale; à la fin de l'élargissement, il se forme une onde positive qui diminue le volume de flot et augmente l'amplitude.

Ces deux ondes, négative et positive, influent l'une sur l'autre : action dont il faut tenir compte dans la propagation de la marée fluviale.

Il résulte de l'exposé ci-dessus que les discontinuités introduisent des modifications sérieuses dans la propagation de la marée fluviale et qu'elles en diminuent l'énergie.

La théorie des discontinuités établie en 1957 s'appuie sur la loi de l'énergie, ou des sections à marée haute, et sur la loi de l'amplitude dont question plus haut.

Elargissement

Indication des endroits de la rivière	Amplitudes				Débits de marée			
	Avant		Après		Avant		Après	
	Modèle	Calcul	Modèle	Calcul	Modèle	Calcul	Modèle	Calcul
Origine de l'élargissement Extrémité de l'élargissement	2,64 m	2,64 m	2,25 m	2,28 m	864.000 m ³	802.000 m ³	1.244.000 m ³	1.163.000 m ³
	2,54 m	2,55 m	2,30 m	2,19 m	594.000	610.000	507.000	539.000

Rétrécissement

Indication des endroits de la rivière	Amplitudes				Débits de la marée			
	Avant		Après		Avant		Après	
	Modèle	Calcul	Modèle	Calcul	Modèle	Calcul	Modèle	Calcul
Origine du rétrécissement Extrémité du rétrécissement	2,64 m	2,64 m	2,62 m	2,49 m	864.000 m ³	802.000 m ³	—	453.000 m ³
	2,54 m	2,55 m	0,96 m	1,06 m	594.000	610.000	361.000	388.000

Elle donne deux relations : l'une relative au calcul de l'énergie quand on tient compte de la discontinuité, l'autre relative au calcul de la hauteur de la marée également quand on introduit la discontinuité. Ces deux relations sont :

1) *Section à marée haute*

$$\sigma_2 = 4\sigma_1 \times \frac{\lambda_1^2 \lambda_2^2 l_1 l_2}{(\lambda_1^2 l_1 + \lambda_2^2 l_2)^2}$$

2) *Amplitude de la marée*

$$h_2 = 2h_1 \frac{\lambda_1^2 l_1}{\lambda_1^2 l_1 + \lambda_2^2 l_2}$$

Dans ces expressions, les lettres ont les significations suivantes :

σ^1 : valeur de l'énergie, ou de la section à marée haute, quand il n'y a pas de discontinuité.

σ^2 : valeur de l'énergie, ou de la section à marée haute, quand on tient compte de la discontinuité.

λ_1 : profondeur devant la discontinuité.

λ_2 : profondeur dans la discontinuité.

l_1 : largeur devant la discontinuité.

l_2 : largeur dans la discontinuité.

h_1 : amplitude de la marée quand il n'y a pas de discontinuité.

h_2 : amplitude de la marée dans la discontinuité.

La discussion sur les deux équations ci-dessus montre que si en un point du fleuve : $\lambda_2 = \lambda_1$, les ondes positives et négatives qui s'y forment se neutralisent.

La vérification des deux formules ci-dessus a été faite sur un modèle de rivière à marée d'une longueur de 17900 m. Les modifications introduites dans le lit de la rivière, pour vérifier la théorie, portaient sur une longueur de 1700 m.

Les vérifications furent faites sur :

1°) un élargissement dont le coefficient d'agrandissement était égal à 2,6 à l'origine de la section modifiée et 3,93 à l'extrémité;

2°) un rétrécissement dans le rapport de 1/3;

3°) un exhaussement du fond en diminuant de moitié la profondeur de la rivière sous-marée basse.

Voici les résultats obtenus en modèle et par calcul, ainsi que quelques données fournies par la nature.

Exhaussement du fond

Indication des endroits de la rivière	Résultats du laboratoire		Résultat du calcul après exhaussement
	Avant exhaussement	Après exhaussement	
Origine de l'exhaussement	2,64 m	2,58 m	2,68 m
Extrémité de l'exhaussement	2,54 m	2,26 m	2,02 m

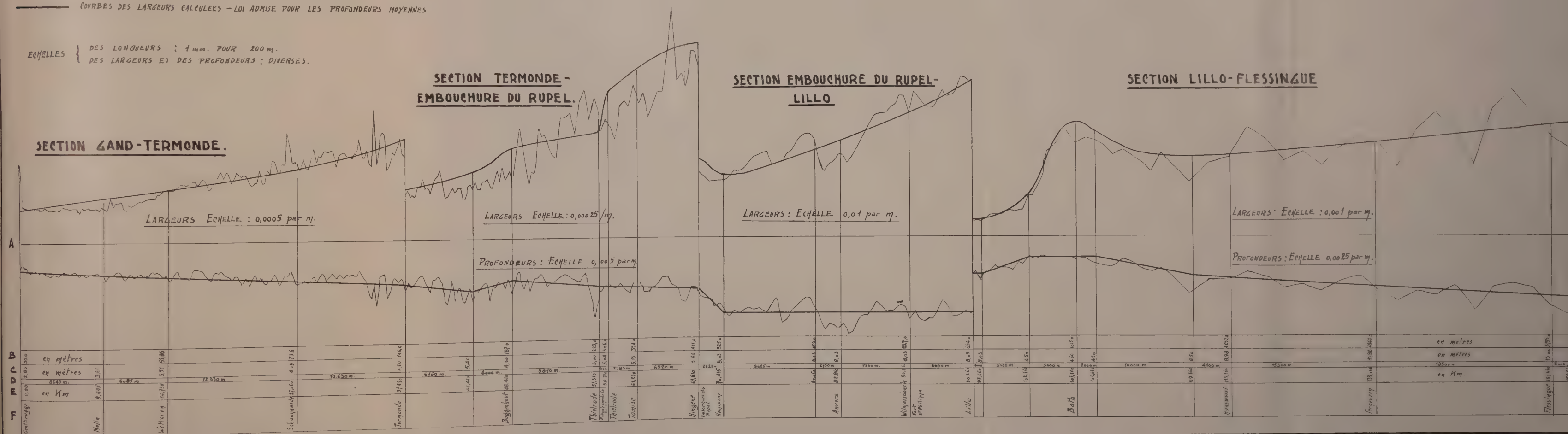
LARGEURS ET PROFONDEURS MOYENNES A MI-MAREE.

PLANCHE I

DIAGRAMMES DES LARGEURS ET PROFONDEURS MOYENNES EXISTANTES

COURBES DES LARGEURS CALCULEES - LOI ADMISE POUR LES PROFONDEURS MOYENNES

ECHELLES { DES LONGUEURS : 1 mm. POUR 200 m.
DES LARGEURS ET DES PROFONDEURS : DIVERSES.



ESCAUT MARITIME.

SECTIONS A MAREE HAUTE.

- DIAGRAMME DES SECTIONS EXISTANTES A MAREE HAUTE.
- COURBE DES SECTIONS REELLES A MAREE HAUTE, CALCULEES.
- COURBE DES SECTIONS A MAREE HAUTE, CALCULEES, CORRESPONDANT A UNE VITESSE MOYENNE GENERALE DU COURANT DE MAREE CONSTATE AUX ENDRITS OU CETTE MEME VITESSE VARIE.

SECTION LAND-TERMONDE

ECHELLE : 0,00025 PAR M²

SECTION TERMONDE - EMBOUCHURE DU RUPEL

ECHELLE : 0,00005 PAR M²

SECTION EMBOUCHURE DU RUPEL - LILLO

ECHELLE : 0,0005 PAR 100 M²

SECTION LILLO - FLESSINGUE

ECHELLE : 0,0001 PAR 100 M²

NOTICE.

- A - AXE DES ABSCISSES
- B - LARGEURS A MI-MAREE CALCULEES
- C - PROFONDEURS MOYENNES A MI-MAREE.
- D - DISTANCES PARTIELLES
- E - DISTANCES CUMULEES
- F - POSTES D'OBSERVATIONS MAREGRAPHIQUES
- G - AXE DES ABSCISSES
- H - VALEURS DES SECTIONS DE LA COURBE ———
- I - VALEURS DES SECTIONS DE LA COURBE ---
- J - DISTANCES PARTIELLES
- K - DISTANCES CUMULEES
- L - POSTES D'OBSERVATIONS MAREGRAPHIQUES

Les résultats du laboratoire et ceux du calcul ne sont pas aussi concordants que dans le cas de l'élargissement et du rétrécissement. La différence constatée doit probablement être attribuée à une différence de résistance de la partie exhaussée du modèle par rapport à celle admise dans le calcul. Cela est possible, car pour la partie relevée du fond, on arrivait à des petites dimensions.

La théorie des fleuves à marée basée sur l'énergie de l'onde marée fluviale présente le grand avantage, par suite de la décomposition du mécanisme de cette onde, de voir clair dans sa propagation et par ce fait de pouvoir indiquer aisément de quelle manière il faut opérer pour améliorer un tronçon du fleuve.

Sous ce rapport, elle présente un avantage sur la théorie plus exacte basée sur les équations différentielles du mouvement et de continuité, car celle-ci ne donne pas au départ des indications claires et étendues quant à la voie à suivre pour atteindre le résultat désiré. De là des tâtonnements accompagnés de longs calculs à la machine électronique.

Cette faiblesse de la méthode exacte est apparue clairement lorsque s'est posé pour l'Escaut maritime le problème de l'arrivée au port d'Anvers des pétroliers à grand tirant d'eau.

Cette question devait recevoir une réponse rapide car les Sociétés Pétrolières fixaient l'emplacement en Europe des raffineries de pétrole brut. Or pour faire cette distribution judicieusement, elles devaient connaître les ports qui pouvaient recevoir les super-tankers de l'avenir.

Il importait donc pour la Ville d'Anvers de savoir au plus tôt si l'Escaut pouvait être rendu navigable à des navires ayant de grands enfoncements, ce qui n'est pas le cas actuellement.

La Ville d'Anvers me chargea de cette étude et grâce à l'application de la théorie basée sur l'énergie de l'onde marée fluviale, je pus apporter une solution favorable en moins de six mois.

Cette solution va recevoir son exécution, tandis que la Ville d'Anvers s'en sert déjà dans sa propagande en faveur de son port. L'étude du problème, en partant des équations différentielles du mouvement et de continuité, a été également étamée, mais vu la complexité du problème aucun résultat n'a pas encore été obtenu.

INVESTIGATION OF THE HYDROLOGICAL REGIME OF THE VOLGA ESTUARINE REGION

Synopsis of a paper by

S. BAIDIN and N. SKRIPTUNOV
U S S R

1. The estuarine region of the Volga river, including the delta and the estuarine offing, is the junction area for the waters of the Volga, the largest river in Europe, and the Caspian Sea, the vastest lake in the world. The Volga delta area (about 19,000 km²) is crossed with 850 streams. The major part of the estuarine offing constitutes an expansive shallow-water area, 200 km wide and 30-35 km long, up to 1 m deep, considerably grown with water vegetation. The remainder of the offing, 15-20 km long, has depths varying towards the sea from 1 to 10 m at the depth drop line where the sea boundary of the estuarine offing lies.

The investigation of the hydrological regime of the Volga estuary is of a practical interest for the development of fisheries, water transport and agriculture.

2. The drop in the sea level and the regulation of the Volga runoff have brought around, and will probably still result in, greater modifications of the hydrographic network; a projection of the delta scores of kilometres into the sea and a shallowing-out of a considerable offing water area; a change in the current regime, water salinity and temperature, and ice conditions.

3. The investigation was conducted with the help of the stationary and the expedition methods: over 20 observation stations were in operation, hydrological surveys of the offing border area and observations by long-term stations took place 3-4 times a year (in seasons).

4. As the result of studying the record of the formation and the regime of the emergent, submerged (offing) and buried parts of the delta, and also on the basis of the previous research, there have been derived some regularities of the hydrological regime of the estuarine region.

It was established that the hydrological processes in the delta are related to the contour and the depth of the offing, plus the depth of the Quaternary deposits (hard-washable clays with a low filtration coefficient). The extension of the bar into the sea, the blocking of the delta with islands, the alternation of the offing contour and the accretion of the delta leads to a multiple division and disappearance of streams, as well as to a re-distribution of the run-off in the entire delta area. It looks as if the offing «governed the delta». The influence of the offing on the delta is also demonstrated by the wind tides when the water head (backwater) spreads as far as 600 km upstream.

The presence of ilmens (small lakes) and low islands in the delta area appreciably affects the transformation of the flood wave moving down the river and the wind tide wave ascending the river. It can be accompanied by a flooding of a major delta area, changes in the slope and velocity of the current, a re-distribution of the liquid and solid run-off leading to a modification of the appearance of the estuarine region its hydrographic network and, especially, the shallow part of the offing.

5. The hydrographic regime of the Volga estuarine offing varies depending on the Volga run-off, the wind regime and the morphometric features of the region.

Run-off currents prevail in the shallow part of the offing, and drift-and-gradient currents dominate its deep-water part. Due to the piling-up winds, the run-off and the drift currents of the fresh waters meet and cause the formation of a sea bar (30 km off the delta). The junction zone for the diluted offing and the salt North-Caspian

water is situated in the depth-drop area, with the East and West winds blowing along the area border-line. The result is the transformation of the river waters and the origin of zones of large horizontal and vertical gradients of water salinity.

The discovered regularities permit to arrive at some important conclusions as to the changes in the hydrological regime in case of a further drop in the Caspian Sea level.

DYNAMIQUE DE LA SEDIMENTATION ESTUARIEENNE

Léopold BERTHOIS

(France)

RÉSUMÉ

La dynamique de la sédimentation dans l'estuaire de la Loire, pour différents débits du fleuve et coefficients de marée, permet d'expliquer les modalités et la localisation des dépôts dans l'ensemble de l'estuaire.

La généralisation de ces résultats explique la formation des estuaires et des deltas ainsi que les fluctuations du régime deltaïque ou estuarien, au cours de l'évolution des cours d'eau.

SUMMARY

The mechanism of sedimentation in the Loire estuary, related to river discharge and tidal range fluctuations, provides an explanation for the particularities and location of sediment deposition in the mouth of the river.

A generalization of these results explains the formation of estuaries and deltas, and the changes from deltaic to estuarine environment or vice-versa, as a consequence of river evolution.

Des recherches ont été entreprises depuis 1953, en collaboration avec le Service Maritime des Ponts et Chaussées, pour préciser les conditions de sédimentation fluvio-marine dans l'estuaire de la Loire.

C'est grâce aux Ingénieurs de ce service, qui ont mis à ma disposition le personnel et le matériel nécessaires, que j'ai pu mener à bien les expériences dont je vais exposer les résultats.

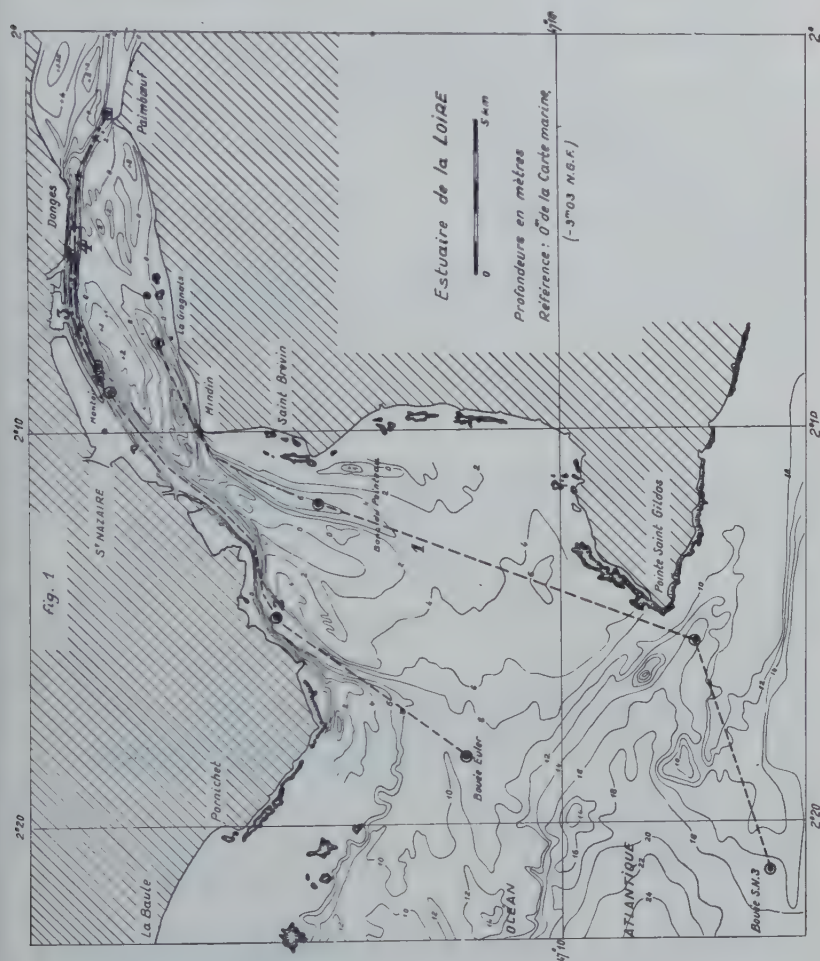
Quelques mesures de vitesse de courant, faites en 1952-1953, par M. BARBIER, Ingénieur T.P.E., dans la région de DONGE, avaient montré une très longue période d'immobilité des eaux profondes pendant le jusan mais l'importance de cette observation n'avait pas été dégagée. Les mesures systématiques ont été entreprises depuis 1957.

Pendant la crue du 4 au 7 mars 1957, les conditions fluviales et océaniques étaient les suivantes :

	Coefficient de marée	Débit du fleuve en m ³ /sec.
1957 — 4 Mars	89-88	3.800
5 Mars	86-83	3.750
6 Mars	80-76	3.000
7 Mars	71-66	2.600

Les mesures ont été faites suivant les profils 1 et 2 de la figure 1. Elles comportaient les déterminations suivantes : vitesses du courant tous les mètres en profondeur, répétées toutes les heures, dosages de salinité en surface, à mi-profondeur et près du fond — mesures de la turbidité aux mêmes emplacements que la salinité ou mesures

néphélométriques tous les mètres avec réitération toutes les heures. Les temps sont rapportés aux indications du marégraphe de SAINT NAZAIRE.



Dans cet exposé, je m'occuperai principalement des mesures de vitesse de courant et des sédiments grossiers transportés sur le fond par roulement ou saltation. Les transports en suspension ont déjà faits l'objet de deux notes (L. BERTHOIS 1958-1959) auxquelles on voudra bien se reporter.

J'ai schématisé les observations faites sur le profil n° 1 en une série de profils instantanés (fig. 2 — A à F). L'examen de ces profils successifs montre que, pendant toute la durée du jusant, c'est à dire depuis la Pleine Mer (profil A) jusqu'à 5 heures après la Pleine Mer (profil D) l'eau fluviale s'écoule vers la mer, avec des vitesses croissantes en surface, au dessus d'une « lentille » d'eau qui reste immobile au fond (hachures verticales). Pendant cette période de cinq heures, l'importance de cette lentille d'eau profonde, qui résulte de l'équilibre dynamique entre les forces océaniques

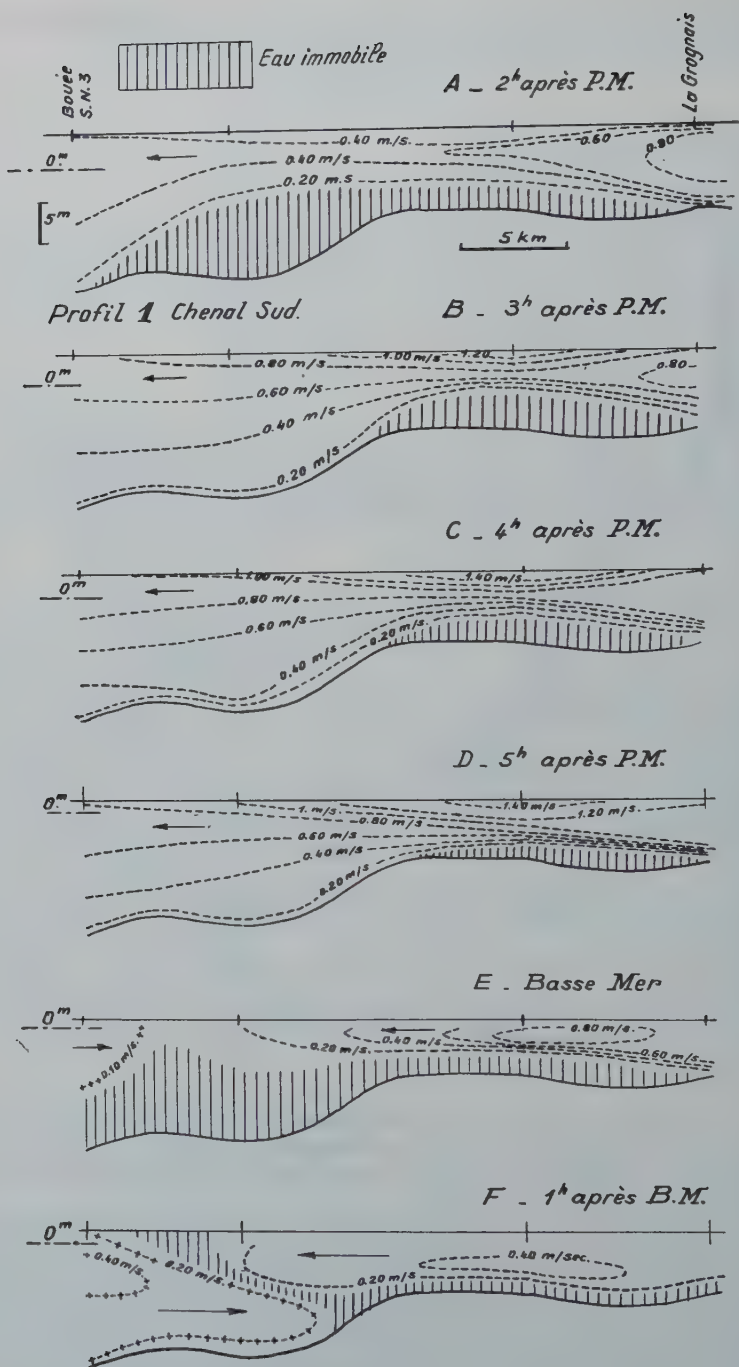


Fig. 2

et fluviales, est progressivement réduite, en longueur et en épaisseur, par l'entraînement des couches de surface s'écoulant vers l'aval.

A la période de Basse Mer (figure 2 — profil E), la vitesse du courant de surface a considérablement diminué par rapport au profil précédent (D — 5 h. après la Pleine Mer). La montée du flot s'amorce et apparait à l'extrémité gauche du profil. Le volume de la lentille d'eau immobile a considérablement augmenté.

Une heure après Basse Mer (fig. 2 — profil F), la vitesse d'écoulement des eaux fluviales est très faible. L'eau océanique commence à pénétrer dans l'estuaire. Entre ces deux masses en mouvement, une lame d'eau reste immobile.

Ensuite, le courant de flot s'établit et l'eau marine bloque l'écoulement fluvial, puis le refoule vers l'amont pendant environ 4 heures. Il est hors de mon propos d'examiner en détail l'évolution des courants pendant cette deuxième période au cours de laquelle ils sont dirigés vers l'amont, sur toute la hauteur de la tranche d'eau. Ce qui est particulièrement notable, c'est que, pendant toute la durée du jusan, l'eau fluviale s'écoule au dessus d'une lentille d'eau immobile. Les sédiments grossiers transportés sur le fond par roulement ou par saltation se déposent dans cette zone estuarienne qu'il leur est impossible de franchir. Lorsque l'eau océanique pénètre dans l'estuaire, le courant, près du fond, est dirigé vers l'amont, les sédiments sableux sont partiellement refoulés dans l'estuaire.

La notion de zone d'équilibre entre le débit fluvial et la marée océanique s'est trouvée confirmée par une observation faite en fin de crue, le 22 mars 1957. Avec un débit du fleuve qui était alors de $770 \text{ m}^3/\text{sec.}$ et des coefficients de marée de 56-48, la lentille d'eau immobile pendant une grande partie du jusan se trouvait en amont de SAINT NAZAIRE.

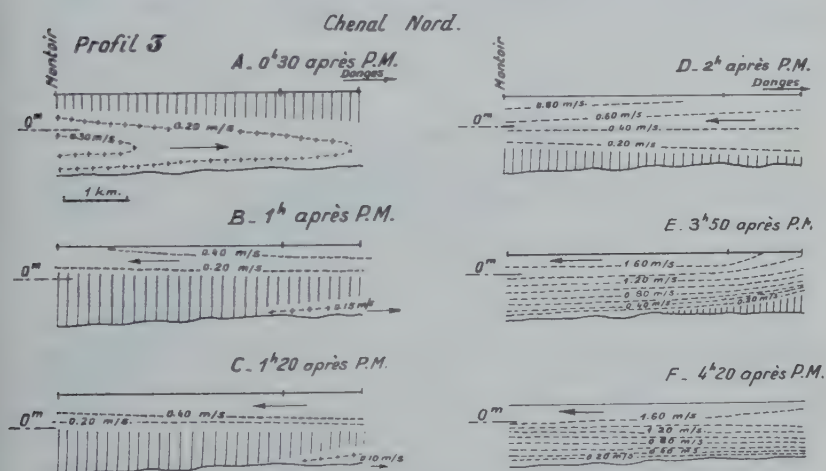


Fig. 3

Les observations ont été reprises les 29 et 30 août 1958. Le débit fluvial était alors de $510 \text{ m}^3/\text{sec.}$ et les coefficients de marée 86-89. Le profil opérationnel n° 3 (fig. 1) était situé entre MONTJOIR et DANGES. Les profils instantanés (fig. 3) montrent l'évolution des vitesses de courant depuis la Pleine Mer (Profil A) jusqu'à 4 h 20 après la Pleine Mer (profil F). Pendant toute cette période, aucun courant capable de transporter des sables n'existe près du fond et, en conséquence, les sédiments

apportés par le fleuve se déposent dans cette lentille d'eau immobile qu'ils ne peuvent franchir. Pendant la période comprise entre 5 h. et 6 h 20 après la Pleine Mer, un courant atteignant 0.80 m/sec. a été mesuré à 1 m du fond. Une certaine quantité de sédiments stockés se trouve alors déplacée vers l'aval mais son trajet est réduit par l'approche de l'étales de Basse Mer qui se produit 50 minutes plus tard.

Enfin, les observations de juin 1959, faites suivant le profil 4 de la fig. 1, en cours de publication dans les Cahiers Océanographiques, ont encore confirmé les résultats de ces observations et montré que la lentille d'eau immobile s'étendait sur une longueur d'au moins 9 km entre MONTOIR et PAIMBOEUF, dans les conditions fluviales et océaniques suivantes : débit du fleuve 310 à 350 m³/sec. — coefficients de marée : 94 à 101.

Ainsi, pendant une période plus ou moins longue du jasant et parfois pendant la totalité de sa durée, il existe une zone d'équilibre dynamique entre la poussée des eaux fluviales tendant à sortir de l'estuaire et les eaux océaniques qui s'opposent à leur passage. Cet équilibre se trouve matérialisé sous la forme d'une lentille d'eau profonde d'une dizaine de kilomètres de longueur dans l'estuaire de la Loire. L'eau fluviale qui s'écoule au-dessus pendant le jasant, tend à l'entraîner dans son mouvement et c'est ainsi que la masse d'eau immobile diminue progressivement d'épaisseur.

Cette zone d'équilibre occupe, dans l'estuaire, une position variable en fonction du débit du fleuve et du coefficient de marée : pour un débit de 3.000 m³/sec., elle se trouve en aval de SAINT BREVIN; pour un débit de 700 m³/sec. elle oscille entre MONTOIR et PAIMBOEUF (voir fig. 1). Ses déplacements d'aval en amont s'apparentent donc aux limites amont du courant de flot, représentés figure 4, et l'on conçoit qu'en période d'étiage du fleuve (débit voisin de 100 m³/sec.) et par grande marée de vive eau, la zone d'équilibre atteigne la partie amont de l'estuaire.

La lentille d'eau constitue un écran infranchissable pour les sédiments venus de l'amont et cheminant sur le fond du lit par roulement ou saltation.

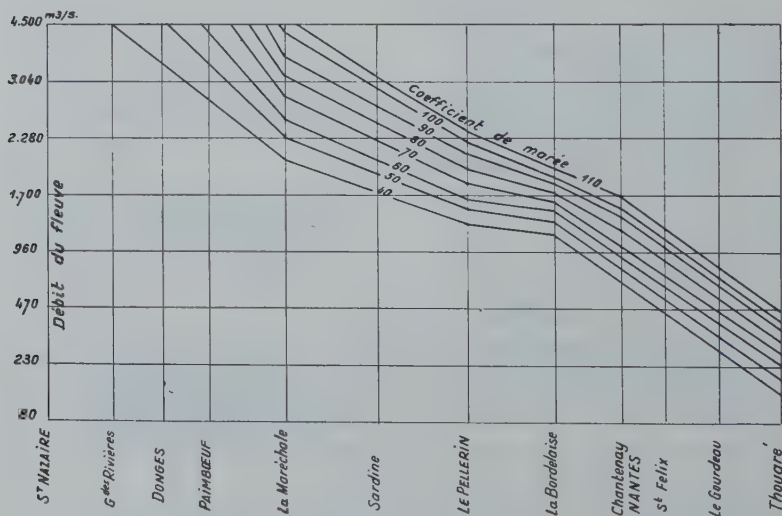


Fig. 4

Limites amont approximatives du courant de flot en fonction du coefficient de la marée et du débit du fleuve (d'après les mesures du Service Maritime des Ponts et Chaussées).

L'étude des profils instantanés en période de crue du fleuve (4-7 mars 1957) montre que, pour un débit de 3.000 à 3.800 m³ sec., les sédiments grossiers cheminant sur le fond ne sortent pas de l'estuaire où ils se trouvent stockés. C'est ce qui explique qu'il ne se produise jamais d'ensablement ou d'envasement important en période d'étiage (en général à l'automne) s'il n'y a pas eu une forte crue du fleuve pendant l'hiver ou le printemps précédent.

Par contre, lorsqu'à une crue de printemps, qui provoque un important stockage de matériaux en grand estuaire, succède des débits d'étiage très faibles (voisins de 100 m³/sec.) au moment des grandes marées de vive eau de septembre, on observe toujours des ensablements importants dans le port de NANTES. Ces faits ont encore été vérifiés en Août-Septembre 1959.

Il est aisé de concevoir que, dans le cas d'un cours d'eau dont le débit est toujours faible, comme la plupart des petites rivières de la côte bretonne, les sédiments soient constamment retenus dans la partie amont de l'estuaire. Seuls, les éléments très fins, transportés en suspension, sont partiellement évacués mais la masse importante des apports terrigènes forme une zone marécageuse, à l'amont de l'estuaire. Tels sont les cas de l'Ic, du Loc'h, de l'Arguenon etc...

Par contre, si le débit du fleuve est très important et si celui-ci se déverse dans une mer sans marée ou à faible marnage, la lentille d'eau immobile reste constamment à la limite océanique et peut même la déborder. Les sédiments sableux se déposent alors sur le domaine marin et un delta peut s'édifier. Tel est le cas du Rhône, du Nil et du Mississipi.

Lorsqu'un fleuve important qui édifie un delta perd, par une capture, une partie de son réseau hydrographique, son débit peut se trouver abaissé de telle sorte que, progressivement, le delta se transforme en estuaire car l'équilibre précédemment établi est rompu en faveur de la mer. Celle-ci pénétrera largement dans les chenaux où sa progression ne sera plus arrêtée. L'évolution inverse peut se produire en faveur du cours d'eau qui aura bénéficié de la capture.

OUVRAGES CITÉS

- L. BERTHOIS — 1958 — *Comptes Rendus Ac. des Sc. T.* 246 — P. 2920 2922.
L. BERTHOIS — 1959 — *Cahiers Océanographiques* — n° 6 — pp. 406-415.

ÜBER DIE SCHWEBSTOFFBEWEGUNG IN EINEM TIDEFLUSS AUF GRUND VON MESSUNGEN MIT RADIOAKTIVEN LEITSTOFFEN

H.-A. KLEIN

SUMMARY

Geologists and biologists suggest by means of Diatomeen-Analysis that mud may be able to advance in a tidal stream, also upstream the zone of breckish water, into areas near to the limit of flood streams. By use of radioactive tracers (Scandium 46) this phenomenon could be pointed out in the «Oste» — a left affluent of the Elbe river, quite near to its outflow into the North Sea — in 1959. Thus, experiences made with radioactive tracers were confirmed during «Thames-Experiments» in 1954 and 1955. The mud discharged into the Oste has been drifted downstream at a middle rate of 0,82 km/tide and upstream at a rate of 0,95 km/tide. Some tracers got at the limit of tidal streams. Possible causes for mud advance in a tidal stream are indicated in the detailed paper.

RÉSUMÉ

Les géologues et les biologistes présumaient à l'aide des analyses à diatomées que, dans le courant de marée, le limon — même en amont de la zone de l'eau saumâtre — peut avancer jusqu'à la limite de la marée montante. Par l'emploi des traceurs radioactifs (Scandium 46) ce phénomène pouvait être prouvé en 1959 dans l'Oste, affluent gauche de l'Elbe tout près de son embouchure dans la Mer du Nord. Les expériences pratiques des expériences faits dans l'estuaire de la Tamise en 1954 et 1955 s'en sont confirmées. Le limon radioactif mis dans l'Oste était flotté avec une vitesse moyenne de 0,82 km par marée descendante et de 0,95 km par marée montante. Des traces de la substance marquée s'approchaient à la limite de la marée montante. Pour l'avance du limon dans un courant de marée des causes possibles sont précisées au rapport détaillé.

1. EINFÜHRUNG

Die kleineren Feststoffe im Wasser werden schon durch geringe Turbulenz schwebend erhalten. Sie bewegen sich daher in einem Fließgewässer annähernd so wie die einzelnen Wasserteilchen. In einem Tidefluß werden die Schwebstoffe mit der Flut nach oben und mit der Ebbe wieder flußabwärts getragen, soweit sie nicht — hauptsächlich während des Stauwassers — für kürzere oder längere Zeit am Boden zur Ruhe kommen. Die Summe der Wege aller Wasserteilchen ist jedoch durch den Zufluß des Oberwassers zur Mündung hin gerichtet. Damit müßte auch der Schlicktransport in einem Tidefluß, abgesehen von der Pendelbewegung während einer Tide, in ganzen flußabwärts gerichtet sein. Daß dies nicht allgemein zutrifft, ist bekannt. In vielen Tideflüssen bilden sich kurz vor ihren Mündungen ins Meer in einer Mischzone zwischen dem salzhaltigen Seewasser und dem süßen Oberwasser bei bestimmten Salzkonzentrationen Strecken erhöhten Schwebstoffgehaltes und starken Schlickfalles aus. An der Elbe liegen in diesem Gebiet gerade die Vorhäfen zu den Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals, so daß hier laufend umfangreiche Baggerungen notwendig werden.

Einen Grund für den Schlickfall sieht man in der Koagulation der Schwebstoffteilchen, verursacht durch elektrolytische Vorgänge. Warum schiebt sich aber die ganze Wolke erhöhten Sinkstoffgehaltes nicht mit dem nachdrückenden Oberwasser ins Meer hinaus, sondern bleibt mit geringen Schwankungen immer an der gleichen Stelle eines Ästuars erhalten, natürlich unter Verlusten nach See hin und Zufuhren

von oben her? Die Ursache ist wohl in den großen Unterschieden des Salzgehaltes und damit der Dichte des Wassers zu suchen, die in den Querschnitten dieses Abschnittes der Brackwasserzone auftreten und die eine flüßaufwärts gerichtete Resultierende der Strömung und damit des Schlicktransportes an der Sohle erzeugen: Bei der Kenterung von Flut auf Ebbe läuft das salzhaltige und damit schwere Flutwasser, an der Sohle stark mit Schwebstoffen angereichert, weiter stromaufwärts, während sich oben das süßere und damit leichtere Ebbewasser, das durch die Absetzbewegung weniger Schwebstoffe enthält, darüberschiebt. Bei der Kenterung von Ebbe auf Flut dringt dementsprechend zunächst an der Sohle der Flutstrom vor und sorgt ebenfalls für einen verstärkten Schwebstofftransport nach stromauf.

Damit wäre ein Aufwärtswandern des Schlicks in einem Tidefluß an die Brackwasserzone gebunden. Geologen und Biologen vermuteten jedoch auch oberhalb des Brackwasserbereichs auf Grund von Diatomeenanalysen eine Wanderung von Feststoffen flüßaufwärts gegen die Abflußrichtung des Oberwassers ⁽¹⁾. Eine solche Aufwärtsbewegung von Schlick ist im allgemeinen ohne Bedeutung, da sich bei den meisten Tideflüssen der Schlickhaushalt im Gleichgewicht befindet. Hat man jedoch größere Eingriffe vor, wie z.B. die Abschleusung eines Tideflusses oder eine künstliche Vertiefung zur Herstellung oder Erhaltung eines Fahrwassers für die Schifffahrt, so wird man eine solche Erscheinung beachten müssen, wenn sie nachzuweisen ist. Dies gelang 1954 und 1955 in einem sehr breiten Ästuar, dem Unterlauf der Themse, und 1959 in einem kleineren Tidefluß, der Oste (linker Nebenfluß der Elbe kurz vor ihrer Mündung in die Nordsee). In beiden Fällen wurde die Schlickverfrachtung mit Hilfe radioaktiver Leitstoffe verfolgt. Über die Themseversuche und ihre Ergebnisse ist in der Fachpresse eingehend berichtet worden ⁽²⁾. Bei der Ostemesung 1959 konnten wesentliche Ergebnisse der Themseversuche bestätigt und darüber hinaus festgestellt werden, daß der Schlick in einem Tidefluß unter Umständen auch oberhalb der Brackwasserzone flüßaufwärts bis in die Nähe der Flutstromgrenze wandern kann. Da dieses Ergebnis die Hydrologen zunächst überraschte, soll der Versuch im folgenden kurz geschildert und mögliche Erklärungen für die beobachtete Erscheinung gegeben werden.

Zuvor noch einige Angaben über die hydrologischen Verhältnisse der Oste: Länge von der Tidegrenze bei km 8,3 (Wehr Bremervörde)

bis zur Mündung (in die Elbe) bei km 82,0	rd.	74	km
Oberwasser (langjähriges Mittel)	»	9	m ³ /s
Oberwasser zur Zeit des Versuchs (Mai 1959)	»	1	m ³ /s
An der Einbringstelle der radioaktiven Leitstoffe bei km 68,05:			
Flußbreite		120	m
mittl. Wassertiefe	»	3,5	m
mittl. Strömungsgeschwindigkeit	»	0,6	m/s
mittl. Tidehub	»	2,5	m
mittl. Flutwassermenge	»	5.10 ⁶	m ³ /s
mittl. Ebbewassermenge	»	6.10 ⁶	m ³ /s

(1) HALLIK, R.: Diatomeen als Anzeiger des Sedimenttransportes in der Unterelbe. *Zeitschr. der Geolog. Gesellschaft Hannover*, Jg. 1959, Bd. 111, I. Teil, S.29-32.

CASPERS, H.: Die Einteilung der Brackwasserregionen in einem Ästuar. Venezia 1959, *Estratto dall' Archivio di oceanografia e limnologia*. Volume XI, supplemento S. 153-169.

(2) PUTMANN, J.L., SHMITH, D.B., WELLS, R.M. u.a.: Erforschung der Themseverschlickung. Vorversuch über die Verwendung radioaktiver Leitstoffe zur Feststellung der Schlickbewegung. A.E.R.E. (Atomic Energy Research Establishment) 1/R 1576, Harwell 1954.

Radioaktive Indikatoren im Themse-Ästuar. Bericht über einen im Jahre 1955 ausgeführten Versuch. Department of Scientific and Industrial Research, Hydraulics Research Station, Howbery Park, Wallingford, Berks (England); HRS/PLA Paper 20, 1956.

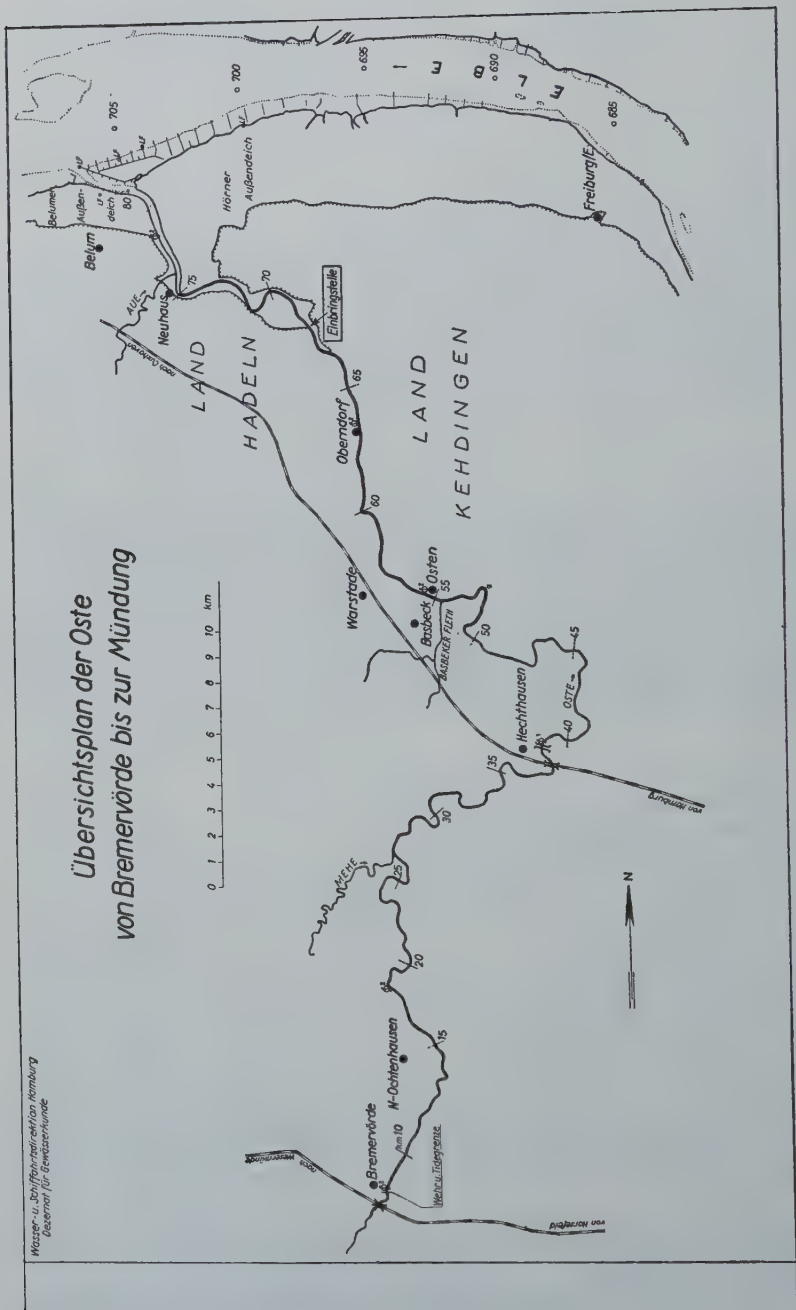


Abb. 1

2. ZWECK DER OSTEMESSUNG

In den letzten Jahren waren an der Oste wie auch an einigen anderen kleineren Tideflüssen Nordwestdeutschlands Vorarbeiten zur Abschleusung des Flusses an seiner Mündung durchgeführt worden. In diesem Zusammenhang wurde das Flußbett der Oste von Bremervörde bis zur Mündung in die Elbe petrographisch kartiert⁽³⁾. Dabei fand man von km 18 bis km 70 ausgedehnte Schlickablagerungen (s. Abb. 1), deren Herkunft man sich nicht ohne weiteres erklären konnte. Von oberhalb, einem Geest- und Moorgebiet, kann das Material kaum stammen. Aus der Elbe, die hier ihren stärksten Schlickfall hat, und von Abbrüchen an der Mündung, wie es der Geologe vermutete, sollte der Schlick eigentlich nicht soweit hochwandern, da das Elbewasser nur bis etwa km 63 in die Oste eindringt. Für die Beurteilung der morphologischen Auswirkung einer Osteabschleusung war jedoch die Klärung der Frage, woher der Schlick der mittleren Oste stammt, von erheblicher Bedeutung. Es wurde daher beschlossen, die Schlickbewegung in der Oste mit Hilfe radioaktiver Leitstoffe zu untersuchen.

3. EINBRINGEN DER RADIOAKTIVEN LEITSTOFFE

Der Osteversuch wurde nach der gleichen Methode durchgeführt wie die beiden Themseversuche, so daß sich eine eingehende Beschreibung hier erübrigt⁽⁴⁾. Verwendet wurden wie bei dem ersten Themseversuch 100 g Scandiumglas, das 5 % Sc^{203} enthielt. Es wurde auf eine Korngröße von 0,01 — 0,02 mm gemahlen, deren Absetzgeschwindigkeit im Wasser etwa der des Schlicks in der unteren Oste und der Elbe entsprach. Das gemahlene Scandiumglas wurde 6 Wochen lang in einem Reaktor in Harwell (England) bestrahlt und auf 4 C aktiviert.

Am 13. Mai 1959 wurde auf einem Kranschiß, das in der Oste bei km 68,05 vor Anker lag, das aktivierte Material aus dem Transportgefäß in einen Mischbehälter umgeschüttet, der vorher mit 40 l flüssigem Schlick aus der Oste gefüllt worden war. Nach kräftigem Durchmischen wurde der Mischbehälter von dem Kran über Bord gehievt, auf die Flußsohle abgesetzt und 2 Stunden nach Tidehochwasser durch Seilzug geöffnet, so daß der aktivierte Schlick von dem Ebbstrom herausgespült werden konnte.

4. ERFAHRUNGEN BEI DER HANDHABUNG DER RADIOAKTIVEN LEITSTOFFE

Die Handhabung des strahlenden Materials und das Einbringen des aktivierten Schlicks machte keinerlei Schwierigkeiten. Lediglich das Öffnen der Aluminiumbüchse, in der das Scandiumglas-Pulver im Reaktor bestrahlt worden war, bereitete einige Sorge. Der Schraubverschluß der Büchse war anscheinend durch die Bestrahlung korrodiert und ließ sich nicht ohne weiteres öffnen. Es wäre daher besser gewesen, wenn man das aktivierte Material zunächst in ein Isotopenlabor gebracht hätte. Dort hätte man leichter als an Bord des Schiffes die Aluminiumbüchse öffnen und das Material nochmals auf seine Kornzusammensetzung prüfen können. Letzteres erscheint notwendig, da — soweit man erkennen konnte — das Scandiumglas-Pulver

⁽³⁾ SIMON W.G.: Die Sedimente der Oste und ihre Ausdeutung hinsichtlich der Wanderung der Feststoffe im Fluss. Mitteilung Nr. 10 der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hamburg, zugleich Mitteilung Nr. 30 aus dem Geolog. Landesamt Hamburg 1960.

⁽⁴⁾ Ausführliche Beschreibung des Osteversuchs in KLEIN, H.-A.: Beobachtung des Schlicktransportes in einem Tidefluss mit Hilfe radioaktiver Leitstoffe. *Die Wasserwirtschaft*, 50 Jg., Heft 4, April 1960.

zu größeren Körnern lose zusammengebacken war, die aber im Wasser sehr schnell wieder in Einzelkörner zerfielen.

Da an der Einbringstelle meist Wind herrscht, kann das Umfüllen des aktivierten Pulvers aus dem Transportgefäß in den Mischbehälter wegen der Staubgefahr Schwierigkeiten machen, auch wenn man für Windschutz sorgt und mit Gasmasken ausgerüstet ist (zulässige Konzentration für Sc 46 in Luft nur $7 \times 10^{-9} \mu\text{C}/\text{cm}^3$). Durch Zugabe von Wasser in die Aluminiumbüchse kann man die Gefahr des Stäubens verringern. Mehr zu empfehlen ist jedoch, das strahlende Material vorher im Isotopenlabor in ein leicht zu öffnendes Spezialgefäß, einen Plastikbeutel oder eine Glasampulle umzufüllen. Letztere könnte dann im Mischgefäß zerschlagen werden. Bringt man das aktivierte Pulver nicht zunächst in ein Labor, sondern gleich zur Einbringstelle, so sollten zumindest außer den Fernbedienungszangen zum Öffnen des Büchsenverschlusses auch Geräte zum Aufschneiden der Aluminiumbüchse für alle Fälle zur Hand sein.

Die verseuchten Gegenstände (Gummihandschuhe, Aluminiumbüchse und dergl.) sollte man nicht in den Fluß werfen, wenn ihre Aktivität größer als einige μC ist. Dafür müssen genügend große Behälter bereitgehalten werden. Die Entseuchung des Schiffes, von dem aus das aktive Material in den Fluß gegeben wurde, ist einfach, wenn man das Deck in der Umgebung der Umfüllstelle mit einer Plastikfolie abdeckt.

5. SICHERHEITSMASSNAHMEN

Die Sicherheitsmaßnahmen wurden sehr sorgfältig getroffen, so daß keinerlei Gefährdung von Mensch oder Tier eintrat. Der aktivierte Schlick wurde — wie bereits erwähnt — mit einsetzendem Ebbstrom kurz nach Tidehochwasser mitten im Fluß in 6 m Wassertiefe eingebracht. Dadurch wurde verhütet, daß konzentriertes Material auf die zeitweise vom Vieh aufgesuchten Uferflächen gelangen konnte. Erst nachdem die gesamte Wassermenge der ersten Ebbe durch den Einbringquerschnitt gelaufen war und eine weitgehende Durchmischung stattgefunden hatte, stieg das Wasser wieder an, konnte in die Priele eindringen und aktives Material auf den Ufern ablagern.

Die größte Aktivität eines einzelnen Teilchens betrug $4 \times 10^{-4} \mu\text{C}$. Die größte Aktivität des Flußwassers wurde vor dem Versuch auf $4 \times 10^{-5} \mu\text{C}/\text{ml}$, des Uferschlicks auf $10^{-3} \mu\text{C}/\text{ml}$ und des beweideten Außendeichlandes nach einer möglichen Sturmflut auf $4 \times 10^{-6} \mu\text{C}/\text{cm}^2$ geschätzt. Es zeigte sich später, daß diese geschätzten maximalen Aktivitäten nirgends überschritten wurden. Sie wären übrigens völlig unschädlich gewesen, denn die zulässige Konzentration von Sc 46 im Wasser für nicht kontrollierte Bereiche beträgt nach den ICRP-Empfehlungen $3,6 \times 10^{-2} \mu\text{C}/\text{ml}$.

6. BEOBACHTUNG DER RADIOAKTIVEN LEITSTOFFE

Zur Verfolgung der Vertriftung des eingebrachten Materials standen zwei gleiche Meßschlitten zur Verfügung, die von Bord eines Meßschiffes auf die Flußsohle oder die Uferböschung abgesetzt werden konnten. Sie waren mit je zwei GM-Zählrohren von 50 cm Länge, Vorverstärker und Kathodenfolger ausgerüstet und durch ein 50 m langes Kabel mit dem Meßplatz (Zähler mit Ratemeter und Schreiber) an Bord des Meßschiffes verbunden. Da der Schlitten in den flüssigen Schlick der mittleren Oste eindrang, so daß zeitweise Schlick in wechselnder Stärke auf die Oberseite der Zählrohre gelangte, wurde über die Zählrohe eine 3 cm starke Bleikappe gesetzt. Es konnte dann nur die Strahlung von unten wirksam werden. Für die Zählrohre war damit eine eindeutige Geometrie gegeben.

Vor Beginn des Versuchs war die natürliche Aktivität der Flußsohle und der Ufer

in ihrer Abhängigkeit von der Wassertiefe gemessen worden. Als Nachweisgrenze für den radioaktiven Schlick wurde der 1,5-fache Nullwert angenommen.

Sofort nach dem Einbringen wurde mit dem Beobachten und Verfolgen des eingebrachten Materials begonnen. Der Schlick floß zunächst in Flußmitte mit dem Ebbstrom in einem 2 bis 3 m breiten Streifen auf der Sohle flußabwärts. Am Schluss der ersten Ebbe hatte die Spitze einen Weg von rd. 1000 m zurückgelegt. Am Ufer wurde keine erhöhte Aktivität gemessen. In der anschließenden Flut wurde das aktive Material stärker verteilt und bis etwa 650 m oberhalb der Einbringstelle getragen. Aus Abb. 2 ist die weitere Ausbreitung des aktivierten Schlicks zu entnehmen. Sie betrug flußabwärts 0,82 km/Tide, flußaufwärts 0,95 km/Tide. In den ersten 4 Tiden war die Aufwärtsbewegung sogar noch schneller und betrug etwa 1,21 km/Tide.

Während sich in den ersten 5 Tiden die Grenze der Ausbreitung flußauf- und flußabwärts auf ± 100 m genau angeben ließ, war dies später nicht mehr möglich. Das aktivierte Material wurde dann nur noch am ausbuchtenden Ufer und an sonstigen Stellen, wo sich Schlick abgelagert, wiedergefunden, jedoch nicht in Flußmitte oder am einbuchtenden Ufer. Oberhalb km 39 konnte die Vertriftung nicht mehr genau nach Ort und Zeit verfolgt werden. Radioaktives Material wurde jedoch einen Monat nach Beginn der Messung bis km 18 herauf, also 50 km oberhalb der Einbringstelle, nachgewiesen. Es ist damit in die Nähe der Flutstromgrenze gelangt, die etwa bei km 15 liegt.

7. DEUTUNG DER ERGEBNISSE

Die schnelle Ausbreitung des Schlicks soweit flußaufwärts bestätigt die Vermutung des Geologen und steht im Einklang mit den Ergebnissen der Themseversuche. Eine Erklärung dafür wurde bereits weiter oben für das Brackwassergebiet gegeben. Da der Schlick aber auch oberhalb dieser Zone aufwärts wanderte — die Einbringstelle lag etwa an der oberen Brackwassergrenze —, so muß es noch andere Ursachen für die beobachtete Erscheinung geben. Es seien hier einige mögliche Faktoren genannt.

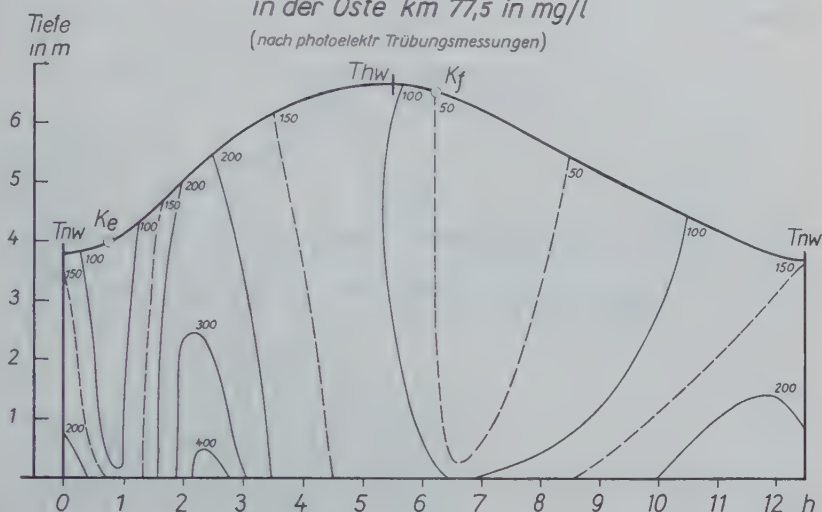
Der Flutstrom kann sich durch seine stärkere Turbulenz mehr mit Feststoffen anreichern als der Ebbstrom. Beim Osteversuch schien dem Meßpersonal das Flußwasser oberhalb der Einbringstelle im ganzen eine höhere Aktivität aufzuweisen als unterhalb. In Zusammenarbeit mit dem Deutschen Hydrographischen Institut wurde durch fotoelektrische Trübungsmessungen⁵⁾ in situ⁶⁾ die Schwebstoffverteilung in der Oste bei Belum in einer Lotrechten während einer ganzen Tide ermittelt und das Schema der Abb. 3 erhalten. Die Linien gleichen Sinkstoffgehaltes sind bei Flut steiler und zeigen damit einen höheren Austauschkoeffizienten an als bei Ebbe. Der Sinkstoffgehalt ist bei Flut größer als bei Ebbe. Daraus ergibt sich eine Vertriftung des Schlicks flußaufwärts.

Der aktivierte Schlick wurde hauptsächlich am Ufer in der Zone zwischen Tidehoch- und Tideniedrigwasser wiedergefunden, wo sich auch allgemein Schlick abgelagert. In dieser Wasserwechselzone herrschen aber besondere Strömungsverhältnisse, die sich von den mittleren wesentlich unterscheiden. Auf Abb. 4 sind oben eine Strömungsmessung in der Oste bei km 77,0 und darunter der zugehörige Uferquerschnitt mit Wegesummen von Wasserteilen über der Sohle aufgetragen. Als

⁵⁾ KLEIN, H.-A.: Schwebstoffmessung mit dem lichtelektrischen Trübungsmesser. Mitteilung Nr. 38 der Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, Dezember 1952.

⁶⁾ JOSEPH, J.: Die Sinkstoffführung von Gezeitenströmen als Austauschproblem. *Archiv für Meteorologie, Geophysik und Bioklimatologie.*, Ser. A., VII, 1954 (Defant-Festschrift).

*Schema der Schwebstoffverteilung
in der Oste km 77,5 in mg/l
(nach photoelektr. Trübungsmessungen)*



Afb. 3

Maß für die Strömungsgeschwindigkeit dieser Wasserteilchen wurde zur Vereinfachung die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit angenommen, die sich aus der Strömungsmessung ergeben hat. Damit muß auf eine zahlenmäßige Angabe der Wege verzichtet werden, was aber keinen Einfluß auf die zu ziehenden Folgerungen hat. Es gibt danach am Ufer, dort wo der Schlick sich zeitweise absetzen kann, eine Zone, in der nur (über K_f) oder überwiegend (über K_e) Flutstrom herrscht und damit eine flußaufwärts gerichtete Vertriftung stattfindet. Dabei muß allerdings angenommen werden, daß sich die Schlickpartikelchen nicht nur bei Stauwasser absetzen und schon bei sehr geringer Strömungsgeschwindigkeit wieder in Bewegung geraten, sondern auch bei stärkerer Strömung an der Sohle zeitweise zur Ruhe kommen. Sie müssen also, wenn sie zufällig durch die Strömung in die Nähe der Sohle gelangen, durch Oberflächenkräfte bzw. durch ihre elektrische Ladung an der Sohle «festkleben», bis eine besonders starke Turbulenz sie wieder löst und weiterträgt.

Bei einem solchen Verhalten können die Strömungsgeschwindigkeiten, d.h. die Turbulenzspitzen, überwiegend bei Flut so hoch werden, daß «festgeklebter» Schlick wieder in Bewegung gesetzt wird. Damit würde sich der Schlick, ähnlich wie an einigen Tideflüssen der Sand, nach oben bewegen. Dies wäre eine weitere Möglichkeit zur Erklärung der beobachteten Schlickwanderung.

Die Mechanik der Schlickerosion und -sedimentation ist trotz ihrer Bedeutung noch wenig erforscht. Zur Erhärtung des oben Gesagten sei darauf hingewiesen, daß in schlickreichem Wasser auch an senkrechten Flächen Schlickablagerungen festzustellen sind. Welche von den vorgenannten Faktoren den größeren Einfluß haben, kann noch nicht abgeschätzt werden.

Zum Ergebnis der Ostemessung muß noch bemerkt werden, daß nicht immer eine solch starke Vertriftung des Schlicks flußaufwärts erfolgen wird. Zur Zeit der Messung betrug das Oberwasser nur etwa $1 \text{ m}^3/\text{s}$ gegenüber $9 \text{ m}^3/\text{s}$ im langjährigen Mittel. Bei höherem Oberwasser wird der heraufbeförderte Schlick wieder ausgeräumt werden.

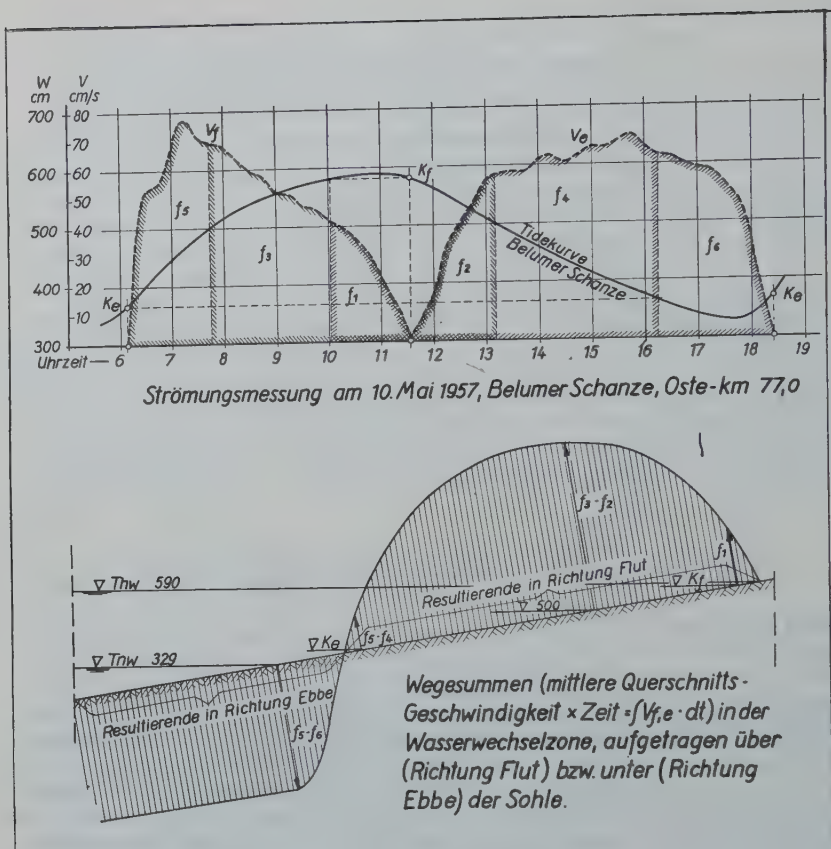


Abb. 4

Hinsichtlich der beim Osteversuch gestellten Aufgabe ist zu sagen, daß eine stärkere Verschlickung durch eine Abschleusung der Oste an der Mündung nicht zu erwarten ist.

9. ZUSAMMENFASSUNG

Geologen und Biologen vermuteten auf Grund von Diatomeenanalysen, daß in einem Tidefluß der Schlick auch oberhalb der Brackwasserzone bis nahe an die Flutstromgrenze hinaufwandern kann. Durch Verwendung von radioaktiven Leitstoffen (Scandium 46) konnte diese Erscheinung 1959 in der Oste, einem linken Nebenfluß der Elbe kurz vor ihrer Mündung in die Nordsee, nachgewiesen und die bei den Themseversuchen 1954 und 1955 gemachten Erfahrungen bestätigt werden. Der in die Oste eingebrachte Schlick wurde mit einer Geschwindigkeit von 0,82 km/Tide flussabwärts und 0,95 km/Tide flussaufwärts verfrachtet. Spuren gelangten bis in die Nähe der Flutstromgrenze.

Als Ursachen für das Aufwärtswandern des Schlicks kommen neben den Dichteunterschieden in der Brackwasserzone die größere Turbulenz und damit der erhöhte Sinkstoffgehalt des Flutstromes sowie die überwiegend stromaufwärts gerichtete Strömung in der Wasserwechselzone des Ufers in Frage.

SEDIMENTATION DANS LES REGIONS D'AMONT DE LA PARTIE FLUVIO-MARITIME D'UN FLEUVE A MAREE

G. TISON jr.

Université de Gand, Belgique

RÉSUMÉ

L'auteur constate que dans certains fleuves à marée (et c'est notamment le cas de l'Escaut et de certains de ses affluents à marée, la sédimentation semble avoir augmenté dans la partie supérieure du domaine maritime, par rapport à ce qui se passait jusqu'à la fin du siècle dernier. Cet accroissement des dépôts pourrait être expliqué par la réduction des débits d'amont de ces fleuves et rivières. Il en est bien ainsi dans le cas de l'Escaut. Toutefois, il semble bien que ces réductions du débit d'amont soient en partie plus anciennes que les accroissements d'envasement constatés. La hausse du niveau des mers et les affaissements naturels du sol ne permettent pas de donner une explication suffisante au phénomène.

Par contre, on peut se demander si certaines modifications ne se sont pas produites dans la propagation de la marée. L'auteur a montré dans une publication antérieure :

1. Que la vitesse de propagation de la marée a augmenté et que ceci ne peut être attribué qu'à la réduction de la résistance hydraulique du fleuve;

2. que l'amplitude des marées vers l'amont a elle aussi augmenté, ce qui cadre aussi avec une réduction de la résistance hydraulique;

3. que la célérité du sommet de l'onde a augmenté plus que celle des eaux basses ce qui conduit à une réduction de la durée de montée des eaux dans les sections d'amont, durée qui était déjà beaucoup plus courte que celle du perdant.

On peut montrer qu'il en est résulté dans la partie amont du domaine maritime des débits de flot plus considérables qu'autrefois. De ce fait, le volume de jusan a évidemment subi une augmentation identique à celle du volume de flot, mais comme la période de jusan y est beaucoup plus longue, l'augmentation des vitesses de flot y a été supérieure à celle des vitesses de jusan.

Se basant alors sur les formules du débit solide des cours d'eau et notamment sur celle du type du Du Boys;

$$G = \varphi d^2 h i (h i - \psi)$$

qui peut s'écrire :

$$G = \varphi' d^2 U^2 (U^2 - U^2)$$

l'auteur montre que, dans les sections de l'amont de la zone maritime, l'accroissement des vitesses de flot, plus considérable que celui des vitesses de jusan doit conduire à une augmentation du débit solide de flot par rapport à celui de jusan. Ces considérations peuvent expliquer les dépôts plus notables actuellement qu'autrefois, surtout si on tient compte de l'importance relativement peu considérable des débits d'amont.

UNTERSUCHUNG DER WANDERUNG VON KÜSTENSEDIMENTEN MIT HILFE DES ISOTOPS Cr^{51}

Heinz SCHULZ und Gerhard STRÖHL

ZUSAMMENFASSUNG

Durch Vorbehandlung des dem Gewässer entnommenen Sandes mit einer Natrium-Meta-Silikat-Lösung gelang es, im salzsauren Milieu 30 % der eingesetzten Aktivität des Cr^{51} fest an den Sand anzulagern. Mit einem sondenförmigen Szintillometer wurde in Punktmessungen der Abbau des ins Gewässer eingebrachten radioaktiven Sandes und seine Wiederansammlung an mehreren bis zu 30 Km vom Einbringort entfernten Stellen der Außenjade nachgewiesen. Die gleichzeitig gemessenen Strömungen werden in Abhängigkeit vom Tidehub dargestellt und zu den Normalwerten in Beziehung gesetzt. Die Untersuchung erlaubt es, die Vorstellungen über den weitraumigen Sandtransport zu vertiefen.

RÉSUMÉ

Par préparation du sable pris du fond de l'estuaire de la Jade avec une solution de sodium-meta-silicat on a pu adhérer assez solide 30 % de l'activité employé du Cr^{51} au milieu de HCL; on suppose la formation de silicat de chrome. La dispersion du sable radioactif déposé sur le fond de l'estuaire et sa réunion à plusieurs endroits distants jusqu'à 30 km du lieu de son dépôt initiale fut vérifiée par un szintillomètre en forme de sonde. Les courants mesurés en même temps sont mis en relation avec le marnage de la marée et les valeurs normales. Les résultats de l'expérience permettent à approfondir les idées qu'on se fait du mécanisme de mouvement de sable à grandes distances dans les cours d'eau cotiers.

SUMMARY

The sand for the investigation taken from the ground of the Jade-estuary has been prepared with a solution of sodium-meta-silikat for multiplying the radioactivity being fixed to the sandgrains. In this way it was possible to fix 30 % of the activity employed of Cr^{51} using hydro-chloric acid. The dispersion of the radioactive sand deposited on the ground of the estuary and its reunion at several points in distances up to 30 km from its start was verified by a szintillometer in form of a probe. The currents measured in the same time are put in relation to the tidal ranges and to their normal values. The results of the investigation permit to deepen the ideas concerning the mechanism of sand-movement on large distances in coastel waters.

1. VERFAHREN FÜR DIE UNTERSUCHUNG DER SANDWANDERUNG MITTELS LEITSTOFFEN

Gestalt und Bestand der deutschen Nordseeküste einschliesslich ihrer zahlreichen in das Binnenland eingreifenden Buchten und Ästuarien sind in ganz wesentlichem Umfange abhängig von der Bewegung und Wanderung des am Gewässergrunde vorhandenen Sandes. Dies gilt für das deutsche Küstengebiet um so mehr, als es fast ausschliesslich aus Bildungen der jüngsten Erdgeschichte (Holozän), also aus leicht beweglichen Sedimenten wie Sand und Schlick, aufgebaut ist.

Strömung und Seegang bestimmen als natürliche Antriebskräfte Grösse, Form und Richtung der unter und im Wasser wandernden Sandmassen. Die Weitraumigkeit des Gebietes und die Unmöglichkeit unmittelbarer Beobachtung sind die wesentlichsten Gründe für unser heute noch reichlich mangelhaftes Wissen von den Zusammenhängen.

Bei den bisherigen Untersuchungen hat man sich gefärbten Sandes als Leitstoff bedient, aber die gewonnenen Erkenntnisse erstreckten sich bestenfalls auf die engste

Umgebung des Versuchsfeldes [1]. Auch petrographische Eigenschaften des Sandes (Schwerminerale) sind wiederholt untersucht und verwendet worden; sie haben unter gewissen Voraussetzungen aufschlussreiche Ergebnisse gebracht [2,3]. Mit ihrer Hilfe können jedoch nur Zustandsbilder gewonnen werden. Sie erlauben nicht die Ausführung von Experimenten. Ferner sind Feststellungen über die Muschel- und Schillverdriftung im Küstengebiet zur Vertiefung der Erkenntnis benutzt worden [4]. Bei diesen besteht jedoch mehr noch als bei den Schwermineralien der Einwand der vom Sande abweichenden Wichte und Teilchenform und damit der Wahrscheinlichkeit anderen Verhaltens den angreifenden Kräften gegenüber.

Er ist daher verständlich, dass die Sandwanderungsforschung mit grösstem Interesse die Entwicklung der Anwendungsmöglichkeiten von Strahlung aussendenden Stoffen verfolgt hat. Hier gibt es zwei Erscheinungen, die besonders von Interesse sind: Lumineszenz und Radioaktivität. Wird die Erscheinung der Lumineszenz benutzt, so muss die Untersuchung an Bodenproben, die dem Gewässergrunde entnommen werden, ausgeführt werden. Im allgemeinen eignet sich diese Methode daher gut für die Untersuchung räumlich eng begrenzter Gebiete. Sie bietet den Vorteil, keine Strahlenschutzmassnahmen erforderlich zu machen.

Bei Anwendung der Radioaktivität ist es besonders vorteilhaft, dass das Messgerät (Detektor) in die Nähe der Gewässersohle gebracht werden kann, dass also «in situ-Messungen» an Einzelpunkten oder in Linien möglich sind. Damit ergibt sich die Möglichkeit, weite Gebiete verhältnismässig schnell untersuchen zu können. Hauptsächlich zwei Methoden haben sich bei diesen Untersuchungsverfahren entwickelt:

a) die Inkorporationsmethode, bei der sandkornähnliche Partikel, die das radioaktive Element enthalten, verwendet werden und.

b) die Anlagerungsmethode, bei der das radioaktive Element meist durch chemische Bindung an Sandkörner angelagert wird, die dem Untersuchungsgebiet entnommen sind.

Bei dem ersten Verfahren wird im allgemeinen eine Glasschmelze verwendet, die das zu aktivierende Element (z.B. Scandium oder Zink) enthält. Nach dem Mahlen des Glases auf die Korngrösse des im Untersuchungsgebiet vorhandenen Sandes oder Schlicks wird das Material im Reaktor bestrahlt und nach Abschluss der Aktivierung an der Untersuchungsstelle ausgebracht. Haupteinwand gegen dieses Verfahren ist — ähnlich wie bei den erwähnten Schwermineral- und Schilluntersuchungen — die Unähnlichkeit besonders hinsichtlich der Kornform, denn die Glaspartikel sind splittrig und scharfkantig, während Seesand mehr sphärische Formen mit abgerundeten Ecken und Kanten aufweist. Ferner ist es schwierig, grössere Mengen an Untersuchungsmaterial herzustellen, da die Reaktoren nur verhältnismässig kleine Mengen zur Bestrahlung aufnehmen können. Die Folge ist, dass die eingesetzte Gesamtaktivität sich nur auf verhältnismässig wenige Körner verteilt. Bei einer Schlickwanderungsuntersuchung im Themsegebiet wurden z.B. 845 g Glas mit etwa 29 Curie verwendet, so dass die spezifische Aktivität rund 34 mC/g betrug.

Bei dem zweiten Verfahren, bei dem der aktive Strahler mittels chemischer Bindung an das Sandkorn angelagert wird, lassen sich erheblich grössere Mengen an Untersuchungsmaterial ohne Schwierigkeiten herstellen. Die Reaktorcharge enthält in diesem Fall nur das zu aktivierende Element; die gesamte «tote Masse», die bei dem ersten Verfahren durch das Glas gebildet wird, entfällt hier. Die Herstellung des Untersuchungsmaterials findet ausserhalb des Reaktors in einem Laboratorium statt, also ohne wesentliche Begrenzung in räumlicher und mengenmässiger Hinsicht. Ferner entsteht keine Störstrahlung durch Aktivierung von Verunreinigungen.

Für die Untersuchung der in Betracht kommenden meist weiträumigen Gebiete ist es zweckmässiger, möglichst grosse Mengen Untersuchungsmaterial mit einer für die Verfolgung ausreichenden Aktivität zu verwenden als kleine Mengen mit unnötig hoher Aktivität. Wird ein Isotop mit energetisch günstiger Strahlung gewählt,

so genügt die Anlagerung verhältnismässig weniger Atome eines Nuklids an ein Sandkorn, um dieses ausreichend zu kennzeichnen.

2. UNTERSUCHUNGSGEBIET

Der hier beschriebene Versuch wurde im Frühjahr 1959 im Bereich der Jade ausgeführt (Abb. 1) [6]. Ihm lag die praktische Fragestellung zugrunde, wo das seit Jahrzehnten in der sogenannten Feldbalje querab von Wilhelmshaven (Punkt A in Abb. 1) abgelagerten Baggergut, das aus den Vorhäfen und Hafenzufahrten gewonnen wird, verbleibt: denn es zeigt sich, dass diese Rinne stets tief bleibt, das eingebrachte Material also nicht an dieser Stelle zur endgültigen Ablagerung gelangt. Die Feldbalje ist eine 6 m tiefe und 500 m breite, etwa NNW-SSO verlaufende Stromrinne, welche der Füllung und Entleerung ausgedehnter Wattengebiete, vornehmlich im östlichen Teil des Jadebusens, dient, und in welcher in regelmässigem Wechsel Ebbe- und Flutstrom herrscht.



Abb. 1

In Anbetracht dieser Fragestellung, die ein sehr weiträumiges Gebiet betraf, kam nur die Verwendung von Sand mit angelagertem Nuklid in Betracht, wollte man — wenn überhaupt — eine brauchbare Antwort erhalten. Es sei daher zunächst auf die hierfür besonders entwickelte Methode und auf die angewandte Messtechnik näher eingegangen.

3. PRAEPARATIVE METHODEN

Folgende Radionuklide schienen für den genannten Zweck geeignet :

Ag¹¹⁰ ($T_{1/2}$ = 270 d, γ -Energie 0,66; 0,89 u. 0,93 MeV)

Zn⁶⁵ ($T_{1/2}$ = 245 d, γ -Energie 1,12 MeV)

Fe⁵⁹ ($T_{1/2}$ = 45 d, γ -Energie 1,10 u. 1,29 MeV)

Mn⁵⁴ ($T_{1/2}$ = 290 d, γ -Energie 0,83 MeV)

Cr⁵¹ ($T_{1/2}$ = 27,8 d, γ -Energie 0,32 MeV)

Sowohl aus Sicherheitsgründen als auch im Hinblick auf später zu wiederholende Messungen im Untersuchungsgebiet, darf die Halbwertszeit des anzuwendenden Nuklids nicht zu lang sein. Als untere Grenze kann man 2 Wochen betrachten, da es einerseits erforderlich ist, die Messungen über 1 bis 2 Monate oder länger auszudehnen, und andererseits damit gerechnet werden muss, dass die Witterungsbedingungen eine Verzögerung oder Unterbrechung der Messungen verursachen können.

Aus messtechnischen Gründen ist die Anwendung eines harten Strahlers vorzuziehen, soweit GM-Zähler eingesetzt werden sollen. Wird dagegen ein Szintillationszähler verwendet, so ist bei gegebener Kristallgrösse die Absorption für schwache γ -Strahlung höher, so dass in diesem Falle die Belange der Messtechnik und der Sicherheit gut miteinander zu vereinbaren sind. Es ist weiterhin zu berücksichtigen, dass das verwendete Nuklid chemisch oder physikalisch eine feste Bindung mit dem Sandkorn eingehen soll. Auch dieser Gesichtspunkt ist bei der Auswahl eines geeigneten Tracers zu beachten. Von den angegebenen Nukliden erschien uns daher das Cr⁵¹, das auch bereits von schwedischen Autoren verwendet wurde, für unsere Zwecke besonders geeignet [6].

Um die Bedingungen für eine quantitativ ausreichende und feste Bindung des Cr⁵¹ an den Sand zu finden, wurden eine Reihe von Laborversuchen ausgeführt. Die Anlagerung des Cr⁵¹, als Cr⁺⁺⁺ - Ion in 1 n salzsaurer Lösung ergab in Übereinstimmung mit den schwedischen Erfahrungen, dass nur etwa 0,1 bis 1% der Aktivität an den Sand gebunden werden kann. Dieser Anreicherungsgrad erschien im Hinblick auf die schlechte Ausnutzung der eingesetzten Gesamtaktivität und der grossen erforderlichen Sandmenge zu gering. Es wurde daher versucht, durch eine geeignete Vorbehandlung des Sandes den Anreicherungsgrad ohne Änderung der Oberflächenstruktur des Sandkornes zu erhöhen.

Russische Autoren schlagen die Anwendung von Agar-Agar vor [7]. Schichten aus Agar-Agar sind aber verhältnismässig weich, so dass mit einem erheblichen Abrieb während der Messungen gerechnet werden muss. Versuche mit einer 5%-igen Natrium-meta-Silikatlösung ergaben günstige Resultate. Die Sandproben wurden mit der Lösung gut durchgemischt, dekantiert und anschliessend an der Luft getrocknet. Durch hydrolytische Spaltung bildet sich eine gel-artige SiO₂-Schicht, die sich bei zunehmender Alterung stark festigt, und mit dem SiO₂-Gitter des Sandkornes fest verbunden ist. Diese Schicht ist sehr oberflächenaktiv und daher für die Anlagerung radioaktiver Ionen gut geeignet.

Mit dem auf diese Weise vorbehandelten Seesand wurden Anlagerungsversuche mit Cr⁵¹ in verschiedenen chemischen Ausgangsformen und unter variierten Versuchsbedingungen durchgeführt. Die Behandlung des Sandes mit Cr⁺⁺⁺-Ionen in 1 n salzsaurer Lösung nach der schwedischen Arbeitsvorschrift [6] ergab eine Anreicherung

von ca. 30% bezogen auf die eingesetzte Gesamtaktivität. Versuche mit Chromit-Ionen in 1 n NaOH-Lösung ergaben Anreicherungen zwischen 20 und 30% und Versuche mit neutraler Chromat-Lösung zwischen 5 und 10%. Die günstige Wirkung der Vorbehandlung ist also deutlich zu erkennen. Die Anwendung von Chromat-Lösungen erwies sich als besonders günstig bei schlickhaltigen Sandproben. Es wurde festgestellt, dass das organische Material, das in feinste Haarrisse eingelagert ist, z.T. unter Bildung von Cr^{+++} -Ionen oxydiert wird. Diese werden dann an den betreffenden Stellen sehr fest adsorbiert. Bei schlickhaltigen Sandproben verschiedener Herkunft wurden daher ohne Vorbehandlung Anreicherungen bis zu 20% der Ausgangsaktivität erzielt. Die Vorbehandlung derartiger Proben mit Meta-Silikat-Lösung ist nicht zu empfehlen, da das sehr feine Material dabei verklebt.

Da die auf das Sandkorn aufgebrauchte Schicht einen natürlichen Abrieb während der Wanderung erleidet, kommt es darauf an, möglichst harte und gut haftende Schichten aufzubringen, zumal der grösste Teil der Aktivität in der äusseren Schicht angereichert ist. Um die Abriebfestigkeit verschiedenen präparierter Sandproben zu ermitteln, wurden Schüttelversuche im dreidimensionalen Schüttelgerät durchgeführt. Die Probe befand sich dabei in einer Schüttelflasche in 3%iger Kochsalzlösung suspendiert. Nach ca. 30 Std. Schütteln bei einer Frequenz von 50/Minute wurde zunächst die Aktivität der flüssigen Phase gemessen, um die Löslichkeit der fixierten Cr^{51} -Ionen bei längerer Einwirkung des Meerwassers festzustellen. Anschliessend wurde der abgeriebene Anteil der aufgetragenen chromhaltigen SiO_2 -Schicht durch

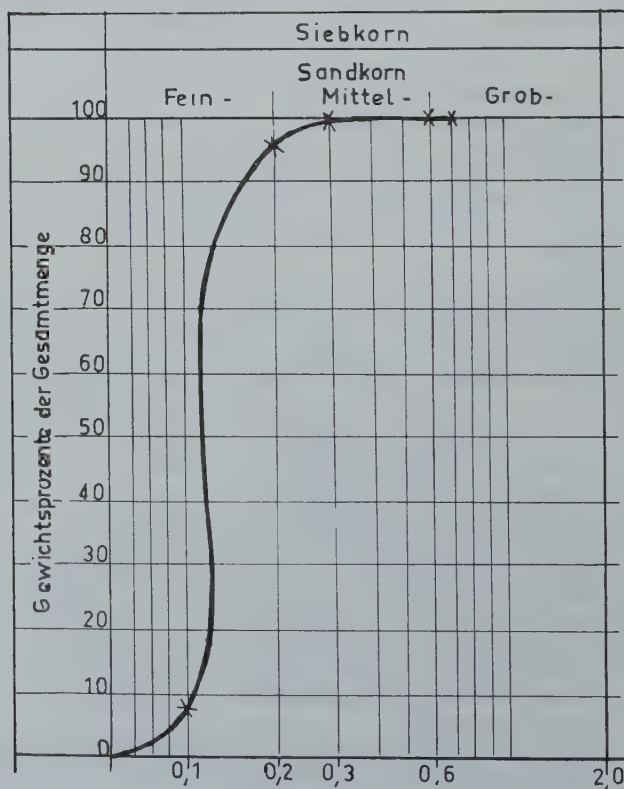


Fig. 2.

Schlemmanalyse im Kopecky-Apparat [8] vom Sand getrennt und gemessen. Der für diese Untersuchungen verwendete Sand wurde der späteren Einbringstelle in der Feldbalje entnommen. Die Kornverteilungskurve wurde von der Forschungsanstalt Senckenberg aufgenommen (Abb. 2). Es handelt sich um einen Feinsand mit der Hauptfraktion 100 bis 200 μ (88,16%). Bei der mit Cr^{+++} -Ionen in salzsaurer Lösung behandelten Probe wurde nur im Abrieb der Schlemmfraction $< 60 \mu$ etwa 2% der eingesetzten Aktivität gefunden. Bei der mit Chromit-Ionen in alkalischer Lösung behandelten Probe waren es dagegen in den Fraktionen 100-60 μ und $< 60 \mu$ insgesamt 28%. Die Versuche zeigen deutlich, dass die im salzsauren Milieu gebildeten Schichten sehr viel abriebfester sind als die alkalischen. Das ist auch ohne weiteres verständlich, da unter Salzsäure gealterte SiO_2 -Gele besonders stark erhärten. Die Untersuchung der flüssigen Phase ergab, dass im Falle der sauren Behandlung praktisch keine Aktivität nachzuweisen war, während bei alkalischer Behandlung etwa 5% der angelagerten Cr^{3+} -Aktivität wieder in Lösung ging. Es ist anzunehmen, dass es bei der saueren Behandlung zur Bildung von Chromsilikat kommt, das als festhaftende dünne Schicht das vorbehandelte Sandkorn umgibt. Eine weitere Verfestigung der Chromsilikatschicht kann wahrscheinlich durch mehrstündiges Erhitzen des präparierten Sandes auf 500 bis 600° C erzielt werden. Die Versuchsarbeiten sollen in dieser Richtung fortgesetzt werden.

Für die Messungen wurde das Gerät LgS/B der Fa. Berthold verwendet. Es besteht aus einer Szintillationssonde mit wasserdichtem Messkopf. Dieser enthält einen NaJ(Tl)-Kristall von 25 mm ϕ und 25 mm Länge, der mit 3 mm Aluminium abgedeckt ist, und einen Photomultiplier, Type FS 9-A mit Kathodenfolger. Der Verstärker ist in einem spritzwasserdichten Gehäuse untergebracht und arbeitet mit Si-Transistoren. Für Tiefenmessungen kann ein Kabel bis zu 200 m Länge an den Verstärker angeschlossen werden. Das Gerät hat 6 Messbereiche von 0 bis 10 000 J/s. Die Zeitkonstante ist wahlweise auf 2, 6 und 15 Sek einstellbar. Um die Sonde vor Stößen zu sichern und ihr Gewicht zu erhöhen, wurde sie in einem Schutzgitter aus Eisen befestigt. Zwischen Schutzgitter und Sonde war eine Schicht Schaumgummi eingelegt und das Gitter selbst mit einer Lage Schaumgummi umhüllt worden. An den Frontplatten des Gitters befanden sich 2 Schäkel zur Befestigung der Fangleine und der Beschwerungsgewichte. Die Messungen wurden als Punktmessungen von Bord eines Meßschiffes ausgeführt.

Von besonderer Bedeutung bei der Messung — vor allem im Hinblick auf spätere quantitative Untersuchungen — ist die Einhaltung einer genau fixierten Höhe der Sonde über Grund. Auf diesen Umstand wurde bereits von niederländischen Autoren in einer sehr gründlichen Studie hingewiesen, die im hydraulischen Laboratorium «De Voorst» durchgeführt wurde [9]. Je höher sich die Sonde über Grund befindet, um so grösser ist ihr «Gesichtskreis». Auf der anderen Seite nimmt mit zunehmender Dicke der zu durchdringenden Wasserschicht die Intensität der Strahlung ab. Die Halbwertsdicke des Wassers für γ -Strahlung von 0,3 MeV beträgt 6,2 cm, d.h. bei Durchstrahlung einer Wasserschicht von 6,2 cm Dicke wird die ursprüngliche Intensität um die Hälfte vermindert. Als günstigste Höhe über Grund bei der vorliegenden Versuchsanordnung ergibt die Rechnung einen Wert von ca. 30 cm bei einer zweidimensionalen, mittleren statischen Verteilung der radioaktiven Körner von $1/0,25 \text{ m}^2$ als unterste Grenze. Bei noch grösserer Verdünnung sind die Ergebnisse von Punktmessungen selbstverständlich stark dem Zufall unterworfen.

Bei der Berechnung der Gesamtzahl der eingebrachten aktiven Sandkörner Z aus der Kornverteilungskurve unter Annahme eines mittleren Durchmessers von $d = 150 \mu$ und der Dichte $\rho = 2,0$ ergibt sich für Z ein Wert von $2,8 \cdot 10^9$ Körnern, die bei der o.g. Verteilung theoretisch eine Fläche von 705 km^2 bedecken könnten. Es ist natürlich zu berücksichtigen, dass die Sandkörner auch bis zu einer gewissen Tiefe in die Sandschicht eindringen werden und darüber hinaus die Verteilung infolge der differenzierten Strömungsverhältnisse sehr unterschiedlich ist.

Es ist beabsichtigt, bei weiteren Versuchen einen Schlitten mit fest einstellbarer Sondenhöhe zu verwenden und im Hinblick auf die quantitative Auswertung der Ergebnisse die mittlere Eindringtiefe der radioaktiven Körner zu bestimmen.

Nach dem Einbringen des Sandes war eine Kontaminierung des Wassers und der in ihm enthaltenen Lebewesen nicht möglich. Das Cr^{51} ist als wasserunlösliches Silikat an das Sandkorn gebunden und verlässt mit diesem den Organismus nach evtl. Aufnahme ohne in ihm angereichert zu werden. Die relativ kurze Halbwertszeit führt zu einer ständigen Verminderung der Aktivität und schädliche Zerfallsprodukte entstehen nicht. In den Richtlinien für den Gesundheitsschutz der Europäischen Atomgemeinschaft wird das Cr^{51} als Nuklid mit ausgesprochen niedriger Radiotoxizität eingestuft. Die zulässige Konzentration für Trinkwasser wird mit $2.10^{-2} \mu\text{C/ml}$ ($= 2.10^7 \text{ pC/l}$) angegeben [10].

4. UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

4.1. Seegangs- und Strömungsmessungen

Messungen des Seeganges konnten nicht ausgeführt werden, da brauchbare Geräte hierfür noch in der Entwicklung sind. Einen guten Anhalt bieten die Ergebnisse der Windbeobachtungen von Wilhelmshaven, welche zeigen, dass im Mai Winde aus wechselnden Richtungen im allgemeinen mit Stärken bis zu 3 Beaufort auftraten. Das Maximum mit Stärke 5 wurde nur kurzfristig bei SO-Wind gemessen, wie überhaupt ein leichtes Überwiegen der grösseren Windstärken bei Winden aus östlichen, d.h. ablandigen Richtungen in diesem Zeitraum festgestellt werden kann. Damit dürfte es auch im Hinblick auf die verhältnismässig ruhige Gesamtwetterlage berechtigt sein, nur schwache Wellenbewegung und damit keinen Einfluss auf den Sandtransport von dieser Seite aus anzunehmen.

Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen wurden an drei Punkten (I, II und III) in der Nähe des Untersuchungsgebietes mittels Schaufelrädern gemessen. (Abb. 1 und 7) Da der durch die Untersuchungsergebnisse nachgewiesene Sandtransport in diesem Falle also wohl ausschliesslich ohne Mitwirkung des Seeganges vor sich ging, sollen die Strömungsverhältnisse etwas eingehender dargestellt werden. Es ist schwierig, die dauernden Wechsel unterworfenen Strömungen in einem Tidengewässer durch wenige Zahlenangaben zusammenfassend zu charakterisieren und sie zum Durchschnittsverhalten in die richtige Beziehung zu setzen. Da Dauermessungen der Strömungen nicht vorhanden sind, wird die verhältnismässig enge Beziehung, die zwischen Tidestieg und Flutstromgeschwindigkeit einerseits und zwischen Tidefall und Ebbstromgeschwindigkeit andererseits besteht, zur Charakterisierung benutzt. Die im Beobachtungszeitraum vom 8.5 bis 20.5 am Schreibpegel Wilhelmshaven aufgezeichneten Tidehübe sind in Abb. 3 verglichen mit dem zehnjährigen Sommermittel des Tidehubes von 3,64 m; hiermit weicht der mittlere Tidehub des Beobachtungszeitraumes nur um knapp 2% (rund 7cm) von dem zehnjährigen Mittel ab; der niedrigste und der höchste aufgetretene Tidestieg erreicht Abweichungen von nur 10,4% bzw. 13,5%, d.h. etwa ± 40 bis 45 cm. Ein ähnliches Bild ergibt sich für den Tidefall, wo der niedrigste Wert um 16,5%, der höchste um 15,4%, d.h. also um rd. ± 60 cm vom Mittel nach unten bzw. oben abweichen. Schon nach diesen Feststellungen ist anzunehmen, dass die Strömungsverhältnisse des Beobachtungszeitraumes nicht allzuviel von den mittleren abgewichen sein werden. Um genauere Aufschlüsse zu gewinnen, sind auch Grösse und Häufigkeit der gemessenen Geschwindigkeiten näher untersucht worden, zumal die untere Grenze des potentiellen Sandtransportes bei der gegebenen Kornverteilung etwa bei einer Strömungsgeschwindigkeit von 0,4 m/sec (Grenzgeschwindigkeit) liegen dürfte. Die Abb. 4, welche die mittleren und maximalen Flut- und Ebbstromgeschwindigkeiten an den drei Stationen

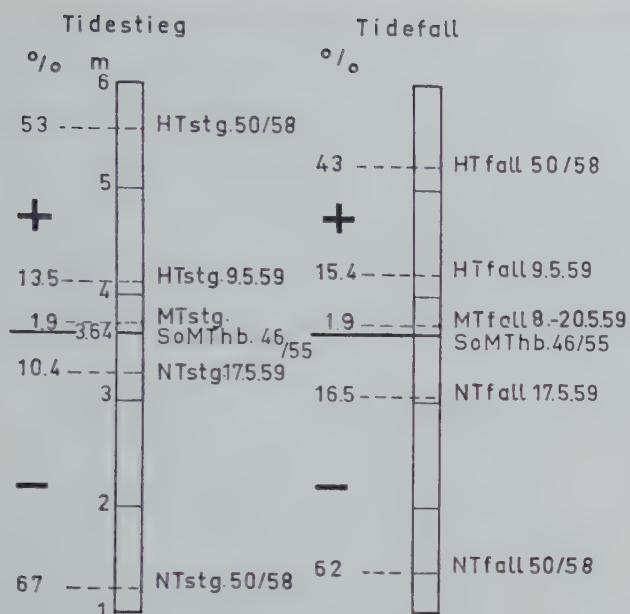


Abb. 3

im Abhängigkeit von Tidestieg und Tidefall wiedergeben, lassen erkennen, dass die höchsten Geschwindigkeiten bei Station III (am Ausgang der Feldbalje) gemessen wurden, ferner, dass an den Stationen I und III die Ebbstromgeschwindigkeiten zum Teil erheblich höher liegen als die Flutstromgeschwindigkeiten. Nur an Station II,

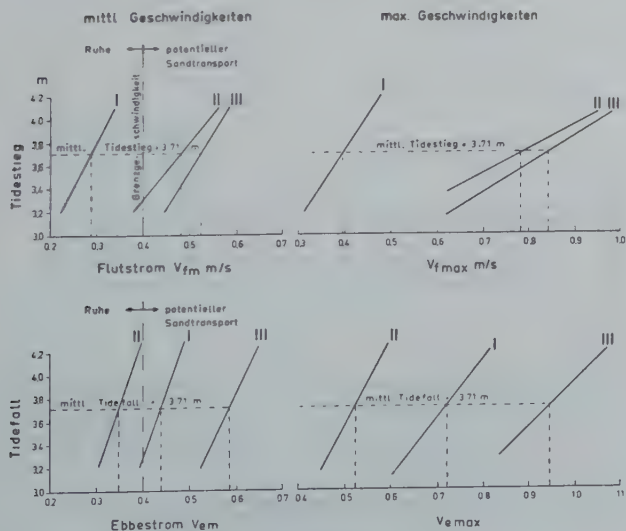


Abb. 4

die in der Nähe des Rückens zwischen Feldbalje und Vareler Fahrwasser (Hauptrinne) lag, und bei der sich der Einfluss des zum Vareler Fahrwasser überströmenden Wassers bemerkbar machte, waren die Flutstromgeschwindigkeiten grösser als die Ebbstromgeschwindigkeiten. Der durch Station II erfasste Gewässerabschnitt ist also stärker an der Füllung als an der Entleerung des Jadebusens beteiligt. Dies ist auf die Gestalt des Bodenreliefs zurückzuführen und weniger auf die Verschiebung der Kenterpunkte, da diese in der Jade nur wenige Minuten beträgt. An dieser Stelle ist also die Transportkraft im wesentlichen in den Jadebusen hinein gerichtet. Der Weg führt quer über den Rücken hinweg in die Hauptrinne. Wie aus Strömungsmessungen in dieser bekannt ist, überwiegt dort ebenso wie in der Nebenrinne — der Feldbalje — die Grösse des Ebbstromes, so dass hier ähnliche Verhältnisse vorliegen, wie bei den Stationen I und III. Den Ergebnissen an Station II kommt somit bei der Betrachtung des Gesamtgeschehens nur sekundäre Bedeutung zu. Nach den Strömungsmessungen

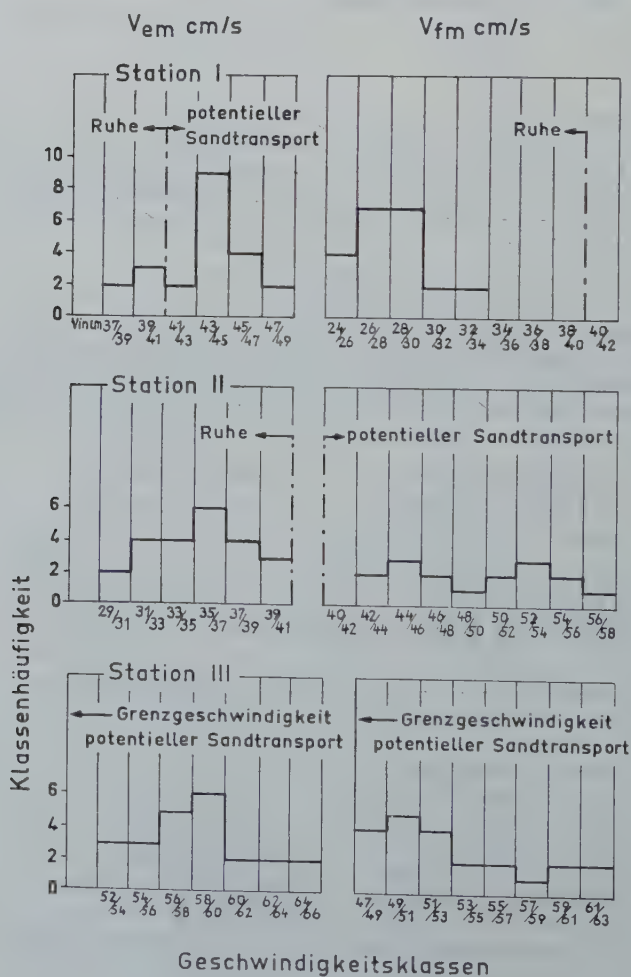
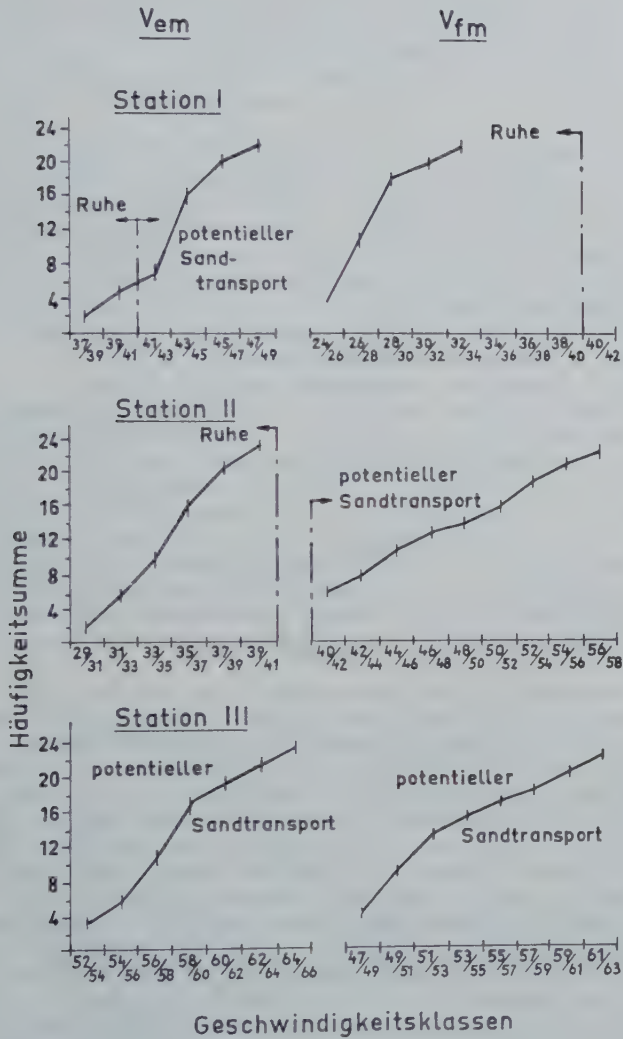


Abb. 5

ist allgemein ein Überwiegen des Sandtransportes in den Jadebusen hinein nicht zu erwarten.



Die Häufigkeitsverteilung der v_{em} - und v_{fm} -Werte (Abb. 5) und die dazugehörigen Dauerlinien (Abb. 6), in welche die Grenzgeschwindigkeit eingetragen worden ist, lassen deutlich das unterschiedliche Transportvermögen an den Messstationen erkennen.

Die Strömungsrichtungen bei Flut und bei Ebbe sind fast unveränderlich. Bei Station II wurde eine um 20° südlicher verlaufende Flutströmung als bei Punkt I gemessen. Die Länge der Richtungspfeile in Abb. 12 g entspricht der mittleren Geschwindigkeit des gesamten Beobachtungszeitraumes.

4.2. Messungen mit radioaktivem Sand

Das Versuchsmaterial wurde am 8. Mai 1959 kurz vor Thw durch Entleeren des Transportgefässes von Bord eines Schiffes aus in der Feldbalje bei Tonne F/1 ausgebracht. Um eine allzu weitgehende Zerstreuung durch die Strömung zu vermeiden, wurde das Gefäss nicht kurz unterhalb des Wasserspiegels ausgeleert, wie es eigentlich dem Vorgang des Verklappens von Baggergut entsprochen hätte, sondern am Grunde.

Der Schiffsstandort wurde ebenso wie bei allen Messfahrten an den folgenden Tagen, durch Doppelwinkelmessung mittels Spiegelsextanten nach Landmarken bestimmt. Auch bei dieser Untersuchung zeigte es sich, dass die Genauigkeit der Ortung für derartige Arbeiten reichlich grob ist. Für exakte Sandwanderungsmessungen ist die Einführung eines bedeutend genaueren Ortungsverfahrens, bei dem die Möglichkeiten der Funkmesstechnik genutzt werden, und wie es angestrebt wird, unerlässlich.

In der Zeit vom 9. bis zum 28.5. wurde die Umgebung der Einbringungsstelle durch Punktmessungen mittels der in 3.1 beschriebenen Messapparatur im Anfang täglich, später in mehrtägigen Abständen abgetastet.

Für die Darstellung der Messergebnisse werden Karten mit Isolinien benutzt, die Orte gleicher Impulszahlen miteinander verbinden. Die am Gewässergrunde gemessenen Impulszahlen wurden um den Wert des wahrscheinlichen Nulleffektes, der aus den vorausgegangenen Nulleffektmessungen bestimmt wurde, vermindert und der verbleibende Betrag auf Grund der bekannten Zerfallsrate des Cr ⁵¹ auf den Einbringungstag (8.5) umgerechnet. Da der Umrechnungsfaktor mit zunehmendem zeitlichen Abstand vom Einbringungstage nach der $e^{-\lambda t}$ -Funktion steigende Werte annimmt, muss gewährleistet sein, dass die Messwerte keinen Nulleffektanteil enthalten. Um ganz sicherzugehen, wurde mit steigender Entfernung vom Einbringungspunkt ein wachsender Nulleffekt in Abzug gebracht. Dieser betrug an der Feldbalje (Punkt A in Abb. 1) 10, im Nassauhafen (B) und vor Vossapp (C) 20 und auf Minsener Oog (D) 30 J/s.

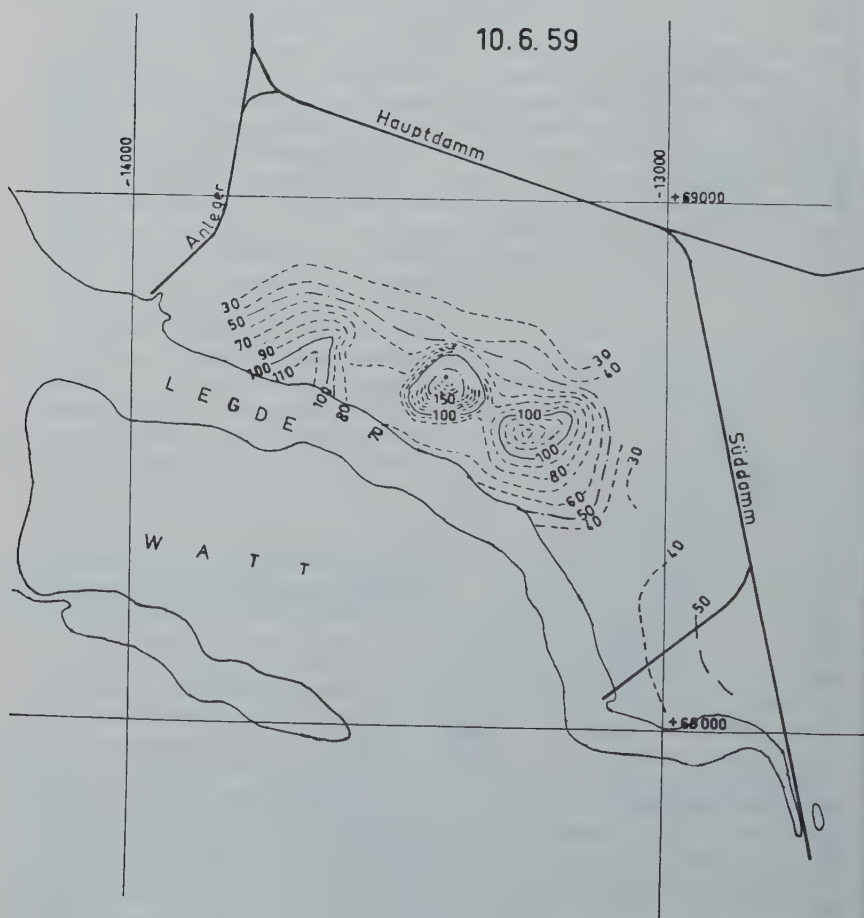
Die Darstellungen für den Einbringungsort in der Feldbalje (Punkt A) lassen das langsame Verschwinden des Materials erkennen (Abb. 7). Am 9.5. ist Material bereits nach NW als auch nach SO verlagert worden, wobei der nach NW gerichtete Transport zu überwiegen scheint. Am 11.5. ist das Hauptlager wegen mangelnder Ortungsgenauigkeit bei der Messung nicht erfasst worden, wie die Messung vom 12.5. zeigt. Diese lässt neben dem nach NW gerichteten Transport noch eine Ausbreitung in SW-Richtung erkennen. Auch am 14.5. liess sich das Material gut nachweisen, während am folgenden Tage nur noch Stellen mit geringen Impulszahlen gefunden wurden. Am 19.5. und 28.5. sind noch Einzelpunkte erkennbar, die aber auch die südwestlich gerichtete Wanderungskomponente deutlich hervortreten lässt. Damit wird die durch die Strömungsmessung bei Punkt II erkannte grosse Transportkraft in südliche Richtung bestätigt und nachgewiesen, dass Sandmaterial aus der Feldbalje mit dieser Strömung in das Vareler Fahrwasser verbracht wird. Auffallend ist die grosse Verlagerung des Strahlungsbereiches und die starke Abnahme der Impulszahlen vom 14. zum 15.5., wie sie aus den Darstellungen hervorgeht. Die Strömungsverhältnisse bieten keinen Anhalt dafür, dass eine besonders lebhafte Strömung an diesen Tagen geherrscht hat. Es wird daher vermutet, dass Ortungsgenauigkeiten entweder das Wiederauffinden des Einbringungspunktes verhindert oder die der Darstellung zugrundeliegenden Lageangaben unsicher gemacht haben. Die Ausdeutung der Messergebnisse bei Punkt A muss daher mit grosser Vorsicht geschehen. Als sicher ist anzusehen, dass das eingebrachte Material in einem Zeitraum von etwa 8 Tagen verschwunden ist, wobei es vornehmlich nach NNO dem Ausgange der Feldbalje zu und zu einem kleineren Teil nach S in das Vareler Fahrwasser gewandert ist. Ein Versinken oder eine Überlagerung durch Sand ist nicht anzunehmen, umso weniger, wenn man die Ergebnisse der folgenden Untersuchungen betrachtet.

25. 5. 1959

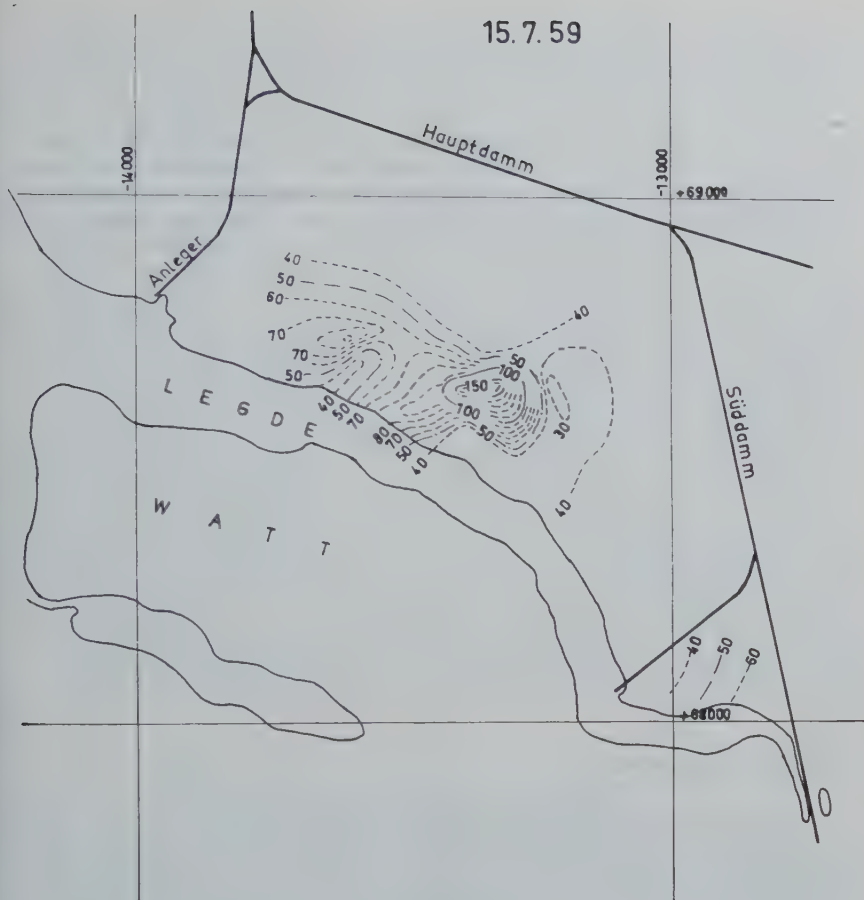


gelang, Werte zu bekommen, die oberhalb der Grenze des Nulleffektes lagen. Umso erstaunter war man, als man — fast mehr durch Zufall — an zum Teil recht weit vom Einbringungsort entfernten Stellen Impulszahlen messen konnte, die wesentlich über dem Nulleffekt lagen, und die gewisse räumliche Bezirke abgrenzten. Diese Stellen sind in Abb. 1 angegeben; es handelt sich um den Nassau-Hafen (B) — ein Tidehafenbecken querab von der Feldbalje in einem Abstände von rund 4 km vom Eingbringungsort —, um die Ausmündungen von Sielen am Westufer der Jade nördlich von Wilhelmshaven, sowie um Uferstrecken bei Vossapp (C) und schliesslich um ein bei Tnw trocken fallendes Wattfeld südlich der Buhne C auf Minsener Oog, rund 30 km vom Einbringungsort des radioaktiven Material entfernt! An anderen Stellen der Jade, insbesondere am östlichen Wattufer, konnten keine über den Nulleffekt erhöhte Impulszahlen festgestellt werden.

Die Strahlungsverhältnisse am Grunde des Nassau-Hafens wurden am 25.5. und am 13.7. genauer untersucht; sie sind in Abb. 8 dargestellt. Die Werte sind — ebenfalls nach Abzug des Nulleffektes von 20 Impulsen pro sec — auf den Anfangstag



Afb. 9a.



Afb. 9b.

umgerechnet. Beachtlich ist die Höhe der Impulszahlen, deren Maximum über 220 liegt. Am 13.7. wurde sogar ein Maximum von 625 J/s festgestellt; auch lag an diesem Tage das ganze Impulsniveau etwa um 150 bis 200 J/s höher als am 25.5. Während bei der ersten Messung nur ein Maximum festgestellt wurde, waren bei der zweiten zwei Maxima vorhanden, eines etwa an der Stelle des ersten und ein zweites in der Nähe des Anlegers. Aus Form und Lage der Isolinien sollen hier keine weiteren Schlüsse gezogen werden, da die Messungen nicht unter diesem Gesichtspunkt von vornherein angelegt waren. Die aus den beiden Aufnahmen hervorgehende Erhöhung der Aktivität mit der Zeit kann zwei Gründe haben: entweder eine stärkere Konzentration des eingedrungenen radioaktiven Sandes oder das Hinzukommen neuer radioaktiver Sandmengen. Da bei der zweiten Messung das gesamte Niveau wesentlich höher lag, dürfte feststehen, dass weiterer Sand in der Zwischenzeit zugewandert war. Die Schlussvermessung am 23.11. ergab, dass die beim Versuch eingebrachte Radioaktivität abgeklungen ist und jetzt wieder die ursprünglichen Nuleffekt-Werte gemessen werden. Theoretisch ist nach den inzwischen vergangenen 7 Halbwertszeiten die Aktivität auf den $2^7 = 128$ ten Teil der Anfangsaktivität abgesunken. Dieses Abklingen der

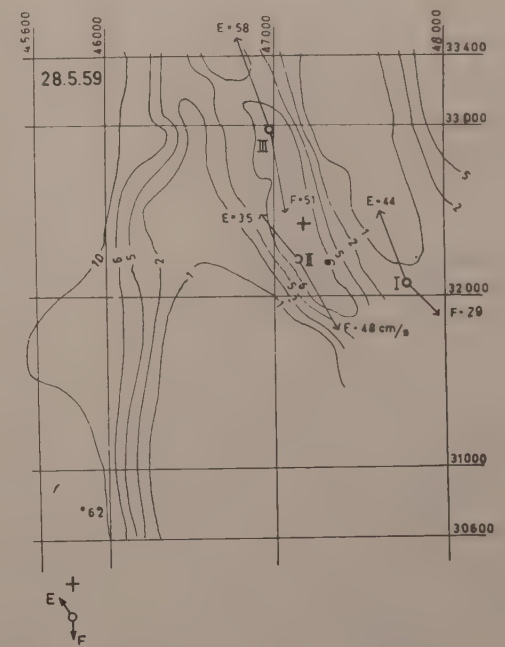
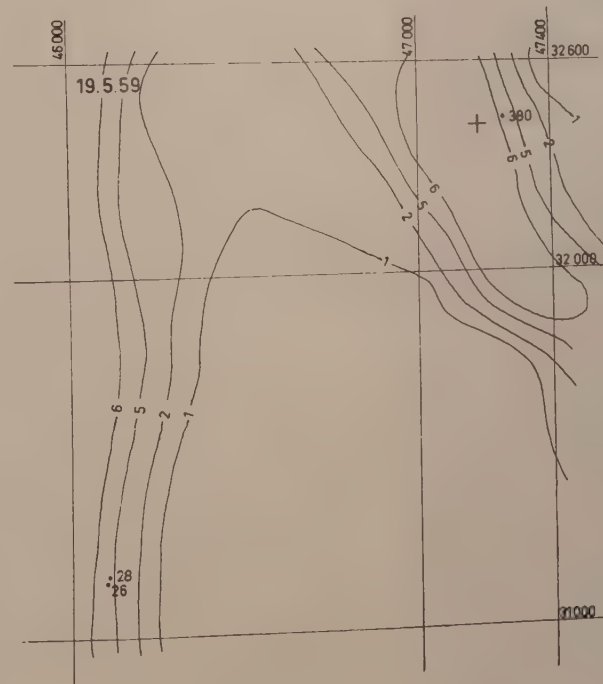
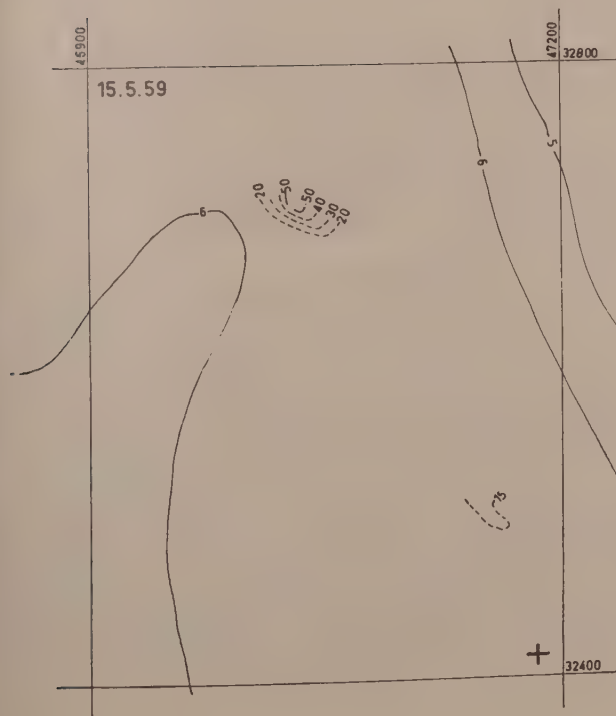
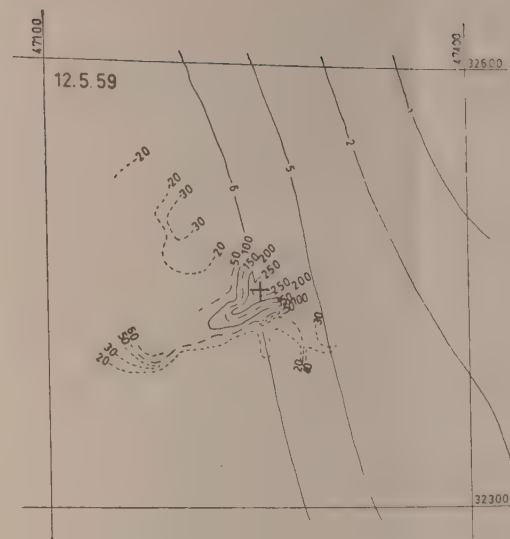
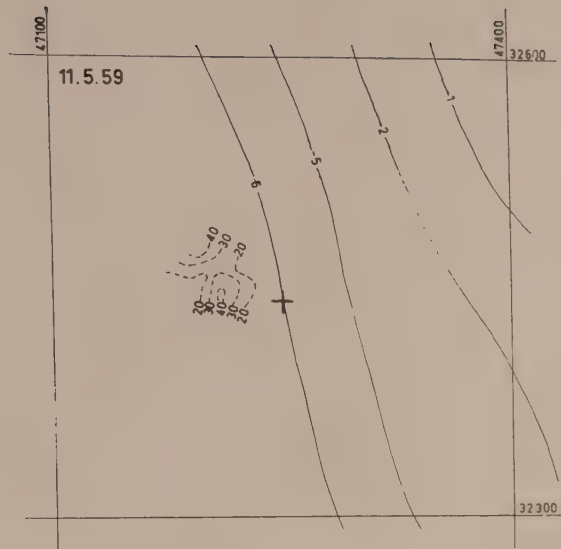
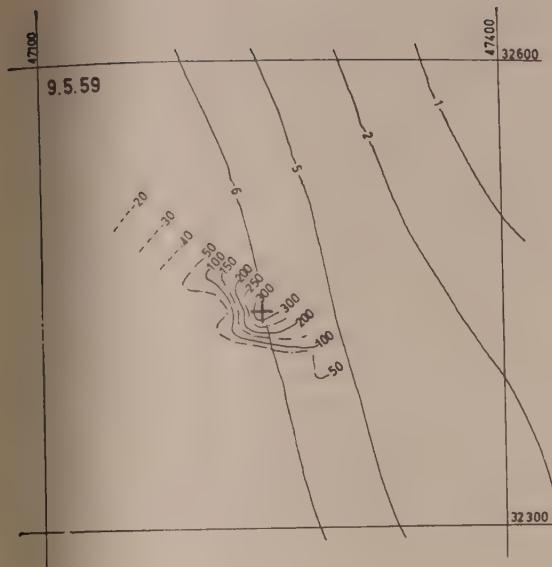
Aktivität und damit das Erreichen des natürlichen Strahlungsniveaus, wie es vor dem Versuch bestand, ist eine sehr günstige Erscheinung, wird doch hierdurch die Möglichkeit geschaffen, weitere Versuche unbeeinflusst von den vorausgegangenen auszuführen. Man muss sich aus diesem Grunde davor hüten, zu langlebige Nuklide zu verwenden.

Die Ansammlung radioaktiven Materials im Süden von Minsener Oog zeigt Abb. 9. Die erste Messung am 10.6., mit der diese etwa 800 m lange und 200 m breite Ablagerungsfläche auf dem Watt entdeckt wurde, führte zu Impulszahlen von über 30 bis 150 J/s. Werte von 40 bis 50 J/s wurden auch auf dem weiter südlich gelegenen Wattzipfel der Insel festgestellt, so dass die naheliegende Vermutung bestätigt sein dürfte, dass das Material von Süden zugewandert ist. Auch die Messung vom 15.7. liess fast die gleichen Flächen hervortreten, wobei in diesem Falle aber die Impulswerte denen der ersten Messung etwa gleichkamen. Eine weitere Zuwanderung von Material hat also in der Zwischenzeit allem Anschein nach nicht stattgefunden. Nur ganz im Süden ist eine leichte Erhöhung auf 60 J/s festzustellen, was den Schluss nahelegt, dass noch Material in beschränktem Umfange zugewandert war. Auch hier sollen räumliche Anordnung und Höhe der Impulswerte nicht weiter gedeutet werden. Es war zunächst nicht beabsichtigt, diese Messergebnisse von Minsener Oog zu veröffentlichen, da es so gänzlich ausserhalb unserer bisherigen Vorstellungen lag, dass man von 10 kg gekennzeichnetem Sand, der in ein rund 200 km² grosses Küstengewässer an einer Stelle eingegeben wurde, noch durchaus handfeste Messwerte in 30 km Entfernung gewinnen kann. Da an dieser Fundstelle ausgedehnte Muschelbänke anstehen und hier vor dem Versuch keine Nulleffekte gemessen worden waren, konnte die Möglichkeit, dass die gefundene Aktivität auf das Vorhandensein dieser Organismen zurückzuführen war, nicht ausgeschlossen werden. Nachdem aber die Schlussvermessung am 24.11. gezeigt hat, dass die Aktivität auf den Nulleffekt (10 bis 20 J/s) abgeklungen ist, dürften keine Zweifel mehr daran bestehen, dass es sich um Sandkörner des in der Feldbalje versenkten Untersuchungsmaterials handelt.

5) SCHLUSSBETRACHTUNG

In praktischer Hinsicht konnte die Frage nach dem Verbleib des in die Feldbalje verklappten Baggergutes dahin geklärt werden, dass dieses bei den zurzeit des Versuches vorhandenen ziemlich normalen Strömungs- und Witterungsbedingungen nicht in den Jadebusen einwandert, sondern nach See zu transportiert wird. Zum Teil wandert es wieder an die Stellen zurück, an denen es gebaggert worden war. Diese künstlich vertieften und tief gehaltenen Einfahrten und Tidehafenbecken scheinen wie ein Schwamm oder ein Magnet auf Sinkstoffe zu wirken, da sie das Bestreben haben, sich möglichst schnell wiederaufzufüllen. Die Natur sucht an diesen Stellen das gestörte Gleichgewicht zwischen Sedimentations- und Erosionsvorgängen wiederherzustellen. Auch an den übrigen Stellen, an denen eine erhöhte Radioaktivität nachgewiesen worden ist, wird damit eine Neigung zur Sedimentation offenbar, zumindest bei den während des Versuches obwaltenden Witterungs- und Strömungsverhältnissen.

Eins zeigen auch die Versuche ganz deutlich, nämlich, dass die Wanderung des Sandes nicht etwa in dünner Schicht am Grunde vorsichgeht, sondern dass eine völlige Suspensierung der Körner stattfindet, dass jedes Korn für sich im Wasser — durch radioaktive Messgeräte zwar nicht nachweisbar — befördert wird, und dass Ordnungsprinzipien wirksam sind, die eine Anhäufung an bestimmten Stellen und damit die Bildung neuer Sandkörper verursachen. Das Erstaunliche ist, dass die Wirkungen dieser Ordnungsprinzipien sich auf grosse Entfernungen durchsetzen. Dabei hat man sich den Transportmechanismus in Gewässern mit flächenhafter Ausdehnung nicht in Form eines gerichteten, vom Erosions- zum Sedimentationsort verlaufenden kontinuierlichen Stromes vorzustellen, sondern als einen Vorgang,



Afb. 7.

bei dem je nach den örtlichen Gegebenheiten an vielen Punkten mal mehr, mal weniger Material in das Transportmedium übergeht (Erosion) oder diesem entnommen wird (Sedimentation). Jedenfalls ist die effektive Sandverfrachtung nur im Ausnahmefall gleich dem potentiellen, aus der Strömungsgeschwindigkeit hergeleiteten Sandtransport.

In Anbetracht der ausserordentlich grossen Reichweite der Versuchsanordnung erscheint das Verfahren besonders in weiträumigen See- und Küstengewässern geeignet, die Orte mit Erosions- und mit Sedimentationsneigung festzustellen. Wenn man diese Feststellungen auch bereits im wesentlichen aus Betrachtungen des Bodenreliefs und der Strömungsverhältnisse treffen kann, so scheint uns mit Hilfe dieses Verfahrens ein viel tieferes Eindringen in die Zusammenhänge möglich. Denn Reliefbetrachtungen und Strömungsverhältnisse sind doch immerhin ziemlich grobe, mit manchen Unsicherheiten belastete Hilfsmittel unserer Erkenntnis. Bei Hinzunahme der Messverfahren mit radioaktiven Leitstoffen zu der bisherigen Arbeitsweise dürfte die Aufdeckung viel feinerer, bis heute verborgener Zusammenhänge und Entwicklungstendenzen, insbesondere auch deren Anfangsstadien möglich werden. Ziel dieser Arbeiten muss die Erkenntnis der bei der Formung des Gewässerbettes wirkenden Vorgänge sein, wozu die Aufstellung einer erschöpfenden Systematik der verschiedenen Bettbildungsprinzipien gehört ^[1]. Die Kenntnis des Zusammenhanges zwischen Strömungsgeschwindigkeit und dadurch gegebenem potentiellen Sandtransport, um deren Vertiefung man sich seit Jahren bemüht, reicht bei weitem nicht aus, die Vorgänge in den Küstengewässern aufzuklären, geschweige denn erschöpfende Voraussagen über die Wirkungen von Baumassnahmen zu machen.

LITERATUR

- [1] LÜNEBURG, H., Untersuchung des Sedimenttransportes auf einigen Flächen des Wurster Wattes (Wesermündung). *Veröff. d. Inst. f. Meeresforschung in Bremerhaven* 4 (1956), 127-151.
- [2] SIMON, W.G., Untersuchungsergebnisse an Grundproben aus dem Gebiet der Elbe zwischen Scheelenkühlen und Cuxhaven und ihre Ausdeutung hinsichtlich der Sandwanderung 1951. *Mitt. Wasser- u. Schiffsdir. Hamburg, zugleich Mitt. Geol. Landesamt Hamburg* 11, 1953.
- [3] SIMON, W.G., Ergebnisse petrographischer Untersuchungen an Sedimenten der Unterelbe. *Mitt. Geol. Staatsinst. Hamburg* 23, 1954.
- [4] KRAUSE, H.R., Abschliessender Bericht über die in den Jahren 1951 und 1952 durchgeführten Schilluntersuchungen im Mündungsgebiet der Ems. Jahresbericht 1953, Bd. der Forschungsstelle Norderney des Wasser- und Schiffsamtes Norden.
- [5] SCHULZ, H. and STRÖHL, G., Untersuchung der Sandwanderung im Bereich der deutschen Küste mit radioaktiven Leitstoffen. — *Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen* Jg. 4 H. 1, S. 17-27.
- [6] DAVIDSON, J., Untersuchung der Sandwanderung mit radioaktivem Sand — *Svensk Geografisk Arsbok*, Jg. 33 (1957).
- [7] AFANAS, V.N., V.N., SVESKOR, O.K. LEONTEV und S.G. JAKOVLEV, Verwendung radioaktiver Isotope beim Studium der Dynamik der Ufersedimente — Geographische Fakultät der Universität Moskau Sojuzmorproekt (1957).
- [8] GESSNER, Schlämmanalyse (1931).
- [9] ARLMAN, P., SANTEMA und J.N. SOASEK, Movement of Bottem Sediment in Coastal Waters by Currents and Waves, Measurements with the Aid of Radioactive Tracers in the Netherlands — Beach Erosion Board, C.E., U.S. Army Washington D.C. *Tech. Memo.* N^o. 104 (1958).
- [10] Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften Jg. 2 (1959), S. 233.
- [11] SCHULZ, H., Sedimentation und Erosion im Elbe-Astuar der Gegenwart — *Mitteilungen Geol. Staatsinst. Hamburg*, H. 23 (1954), S. 61-67.



**ÉCOULEMENT PROVENANT DE
LA COUVERTURE DE NEIGE**

**RUN-OFF RESULTING FROM
SNOW COVER**

SNOW MELT FLOODS, SPRING 1959, UPPER MISSISSIPPI WATERSHED

Phillip LIGHT

River Forecast Center, U.S. Weather Bureau St. Louis, Missouri

SUMMARY

Melting of heavy snow in the Upper Mississippi watershed during March-April 1959 produced widespread flooding of streams within an area of 30,000 square miles. Numerous snow observations were made prior to melting, and there is a wealth of data available for analysis. A portion of the data has been analysed and the results are described in this paper. Volume of runoff is related to initial snowcover, antecedent soil moisture, and precipitation during the melting period. Rate of melt is related to initial snowcover and air temperature. Preliminary evidence indicates that the intermittent nature of the melting and the dryness of the airmass were important additional influences.

RÉSUMÉ

La fonte des fortes neiges d'hiver dans le bassin hydrographique du haut Mississippi en Mars et en Avril de 1959 a produit des inondations étendues dans une aire de 30,000 milles carrés. De nombreuses observations furent faites avant la fonte des neiges, et beaucoup de données sont disponibles pour l'analyse. Une portion des données sont analysées et les résultats sont décrits dans cette étude. Le volume d'écoulement est relié à la profondeur de la neige initiale, aux conditions antécédentes de l'humidité de la terre, et à la précipitation durant la période de la fonte. La fonte dépend de la profondeur de la neige initiale et de la température de l'air. L'évidence préalable indique que la nature intermittente de la fonte et la sécheresse de l'air étaient des influences supplémentaires également très importantes.

1. INTRODUCTION

An unusual snow cover formed in the northcentral plains region of the United States during the winter of 1958-59. Snow began accumulating in early December in portions of the states of Iowa, Minnesota, Wisconsin, and Illinois. The succeeding period was abnormally cold, and the snow accumulated to three feet in early March with corresponding water equivalents up to five inches. Heavy snowstorms followed on March 5-6 and 14-15, and raised the water equivalent another two to three inches.

Figure 1 shows in rectangular outline the approximate location of the heavy mid-March 1959 snow cover within the Mississippi watershed. It also bounds the area of interest of this paper. This area is south of the normal location of the seasonal snowpack in the watershed. In 1952, the last previous heavy snow year, the March snowpack was located in the northern headwaters region of the Mississippi watershed, and extended into the adjoining watersheds of the upper Missouri River and Red River of the North. The snowpack in that year and the resulting floods are described in a U.S. Weather Bureau report (1954). The main difference between the 1952 and 1959 seasons, aside from the location of heavy snow, was that in 1959 the snowpack covered a smaller area, but within that area there was a greater concentration of stored water than in 1952.

Melting of the 1959 snowpack was gradual, and was distributed over the last two weeks of March and the first week of April. Widespread overflows occurred in tributaries of the Mississippi within an area of about 30,000 square miles, but were mainly



Fig. 1.

minor in character. However, rains up to two inches fell during the final period of melting along the southern fringe of the snow cover, and produced record stages in the Rock River in Illinois, and the Pecatonica and Sugar tributaries of the Rock River. Flood stages were exceeded slightly at a few points along the main channel of the Mississippi River. Agricultural damage from flooding was generally light because crops had not been planted prior to the floods. However, urban flooding was severe at a few points along the Rock and Pecatonica Rivers. Over 2,000 people were forced from their homes at Freeport and Rockford, Illinois to escape the flood.

Special snow observations, prior to melting, were made at numerous points in the region of heavy snow. These observations together with standard meteorological data collected by the U.S. Weather Bureau and streamflow data collected by the U.S. Geological Survey provide an excellent source of material for a study of snowmelt in a low-attitude plains region. The Upper Mississippi River Forecast Center of the Weather Bureau at St. Louis, Missouri has started analysis of that data for the purpose of

development and modification of river forecasting procedures. It is the object of this paper to describe the data available, the treatment of the data by the Center, and the preliminary results obtained.

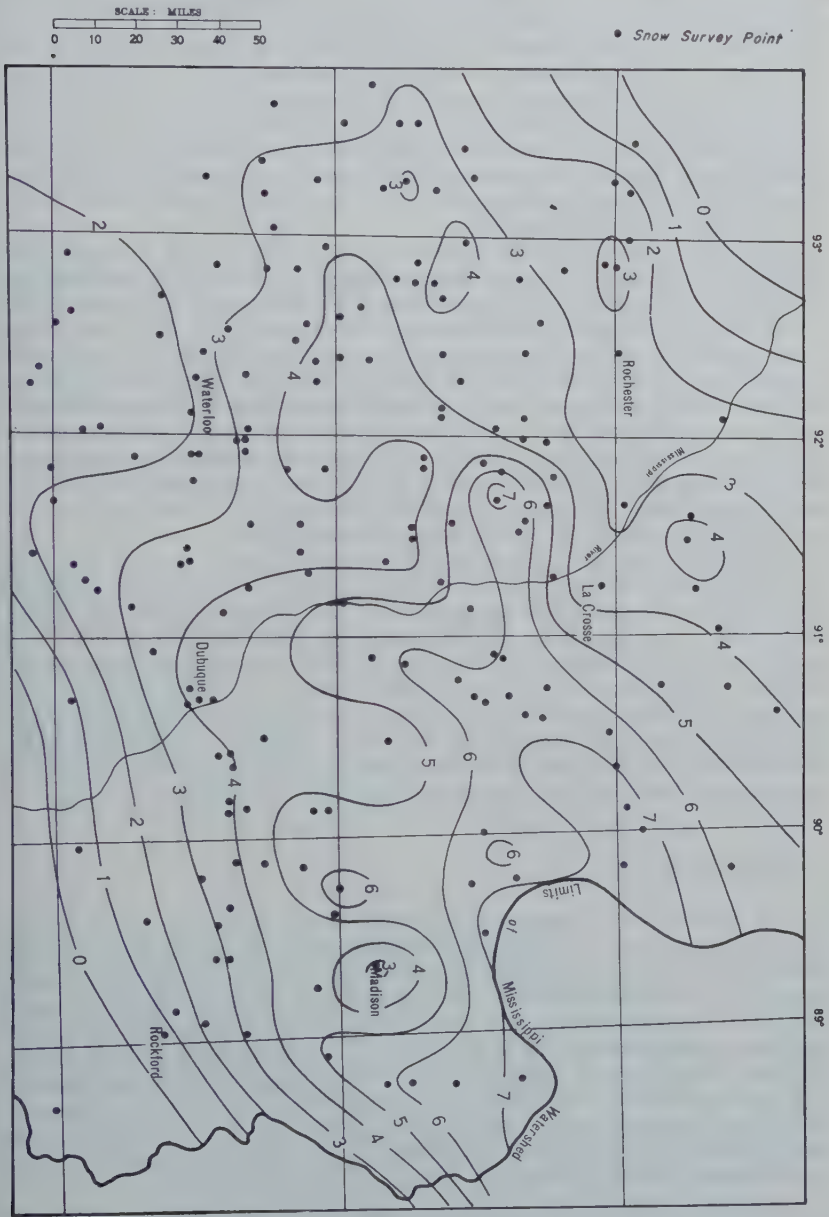


Fig. 2.

2. SNOW COVER DISTRIBUTION

The flood threat was recognized early in March 1959 from the few scattered reports of depth and water equivalent of snow on the ground. Immediate action was taken jointly by the U.S. Weather Bureau and Corps of Engineers, U.S. Army, to obtain more adequate information on the volume and distribution of snow, utilizing reconnaissance surveys and measurements by fixed observers. Snow survey parties were formed and sent out to various portions of the critical area from Weather Bureau offices at Des Moines, Iowa, and Minneapolis, Minnesota, and Corps of Engineers' district offices at Rock Island, Illinois, and St. Paul, Minnesota. Selected observers in the Weather Bureau hydroclimatic network were requested to make special observations of snow depth and water equivalent, using standard equipment and methods of observation applied on previous occasions.

The special snow observations were made over a period of nearly two weeks from March 9 to 21, and data collected at 230 measuring points. One problem in interpreting the data is the change in the snow cover due to additional snowfall or melting loss during the period of measurement. Therefore, it was necessary to adjust all data to a common date for meaningful use, and arrive at a synoptic picture of the snow cover as of that date. The date selected was March 18, just prior to significant melting, when the snow cover had reached its maximum accumulation. The adjustments to measurements made prior to March 18 were made on the basis of total precipitation from the date of measurement to March 18, as interpolated from records at nearby hydroclimatic stations. Measurements after March 18 were adjusted for melt up to the time of measurement, as estimated from daily observations of water equivalent of snow on the ground at first order Weather Bureau stations.

Figure 2 is a map of the estimated water equivalent of snow on the ground in inches as of March 18 for the area of interest. Adjusted data for all snow measurement points were used in drawing the contour lines, and these points are plotted on the map. Some smoothing of contours was necessary in portions of the area because of large local irregularities of the snow cover at some locations, probably due to severe drifting associated with the March snowstorms. The smoothing process consists of grouping points together where observations are thick and highly dissimilar, and using the group means to plot the contours. All data used in the development of this map are published in the March 1959 issues of Weather Bureau Climatological Data for Iowa, Minnesota, Wisconsin, and Illinois.

3. VOLUMETRIC ANALYSIS

The snowmelt study divides itself naturally into two distinct phases. One phase is the determination of the total volume of runoff during the snowmelt rise, and the relationship of that volume to such factors as initial snow cover, precipitation during melting, and antecedent conditions. The other phase is the determination of runoff rates from snowmelt, and the relationship of those rates to the initial distribution of snow and meteorological factors. Use was made in both phases of the study of gage-height data and streamflow measurements at stream gaging stations operated by the U.S. Geological Survey in the area of interest. Microfilm copies of original observers' records and automatic water stage recorder charts were made available for this purpose through the cooperation of Geological Survey offices at Minneapolis, Minnesota; Madison, Wisconsin; Iowa City, Iowa; and Fort Dodge, Iowa.

Figure 3 outlines the twelve drainage basins selected for preliminary study, and shows the location of all hydroclimatic stations in the broad area of interest. Discharge hydrographs were developed for each river station selected for the period of



Fig. 3.

rise from March 18 until the streams returned to base flow. The procedure consisted of 1) adjusting the latest rating curve (stage-discharge relation) for the station on the basis of discharge measurements made during the course of the rise, 2) applying the adjusted table to gage-height readings to obtain the corresponding discharges, and 3) plotting these discharges against time. A typical hydrograph developed in this manner is shown in Figure 4. Along with discharges for the Kickapoo River at Steuben, Wisconsin, are plotted for comparison daily values of snow depth, precipitation, and temperature at representative stations in or near the basin.

It should be understood that all river discharges and runoff computations exhibited here are provisional estimates made for the purpose of this study. Official determinations of streamflow are made by the U.S. Geological Survey, and final data for the stations in question will be published eventually in regular Geological Survey Water-Supply Papers for the Upper Mississippi region.

The determination of runoff volume involved the construction of a base flow line as shown in Figure 4, the computation of the net area above this line, and the conversion of that area into equivalent depth in inches over the watershed. The value of runoff computed according to this method is termed «direct» runoff, to indicate exclusion of the ground water component of flow. The resulting values for the twelve study basins are shown in the column labelled «observed direct runoff» in Table 1, where the basins are numbered according to the scheme shown in Figure 3.

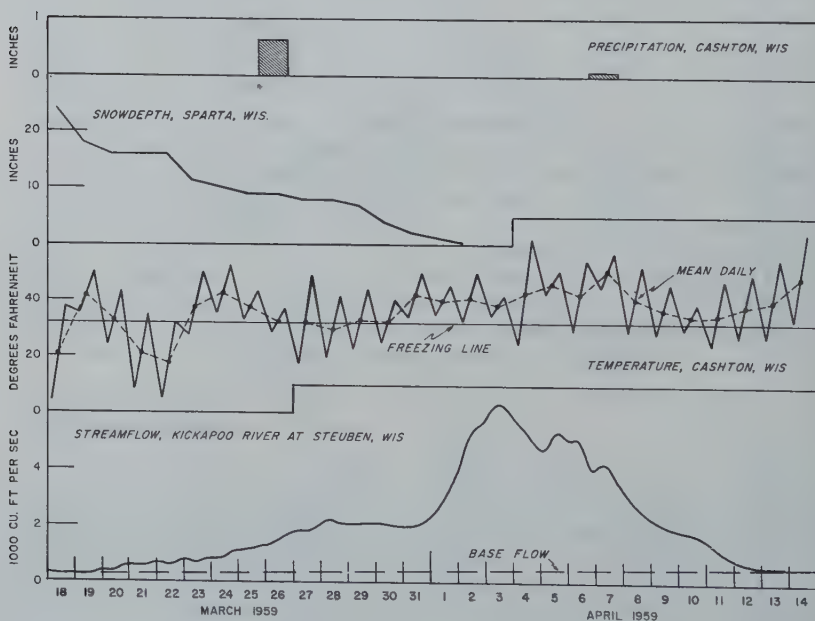


Fig. 4

The volumes of observed runoff were compared with volumes computed from snow and precipitation data, utilizing an established procedure. This procedure consists of a coaxial runoff graph similar to that described by Kohler and Linsley (1951). The appropriate graph for the Kickapoo River is shown in compact form

TABLE 1

Summary of Volumetric Analysis
(All units are in inches unless specified otherwise)

Basin No	Stream	Station	Area Sq. Miles	API	Initial Snow Cover	Popn. During Melt	Dura- tion Hours	Com- puted Runoff	Observed	
									Direct Runoff	Total Runoff
1	Zumbro	Zumbro Falls, Minn.	1130	0.4	2.1	0.3	60	1.5	0.8	1.4
2	Trempeleau	Dodge, Wis.	643	0.9	3.8	0.3	96	2.6	1.4	2.0
3	Root	Houston, Minn.	1560	0.8	4.1	0.8	96	3.7	1.6	2.5
4	Upper Iowa	Decorah, Iowa	511	0.9	3.8	0.9	96	3.6	2.3	3.0
5	Kickapoo	Steuben, Wis.	690	0.7	6.3	0.7	150	4.5	2.5	3.9
6	Turkey	Garber, Iowa	1545	0.9	3.9	1.3	114	3.8	3.9	4.5
7	Maquoketa	Manchester, Iowa	305	0.7	3.1	1.0	96	3.0	2.3	3.3
8	Wapsipinicon	Independence, Iowa	1048	0.8	3.9	1.3	102	3.9	3.1	4.3
9	Pecatonica	Marintown, Wis.	1040	1.0	4.3	3.0	108	4.8	5.5	6.5
10	Sugar	Brodhead, Wis.	527	0.9	4.4	2.5	108	4.3	3.4	4.4
11	West Fk. Cedar	Finchford, Iowa	846	0.5	3.2	1.5	84	2.4	1.8	2.4
12	Blackhawk Creek	Hudson, Iowa	303	0.9	2.0	2.1	60	2.3	2.6	3.2
Weighted Mean								2.56	1.96	2.58

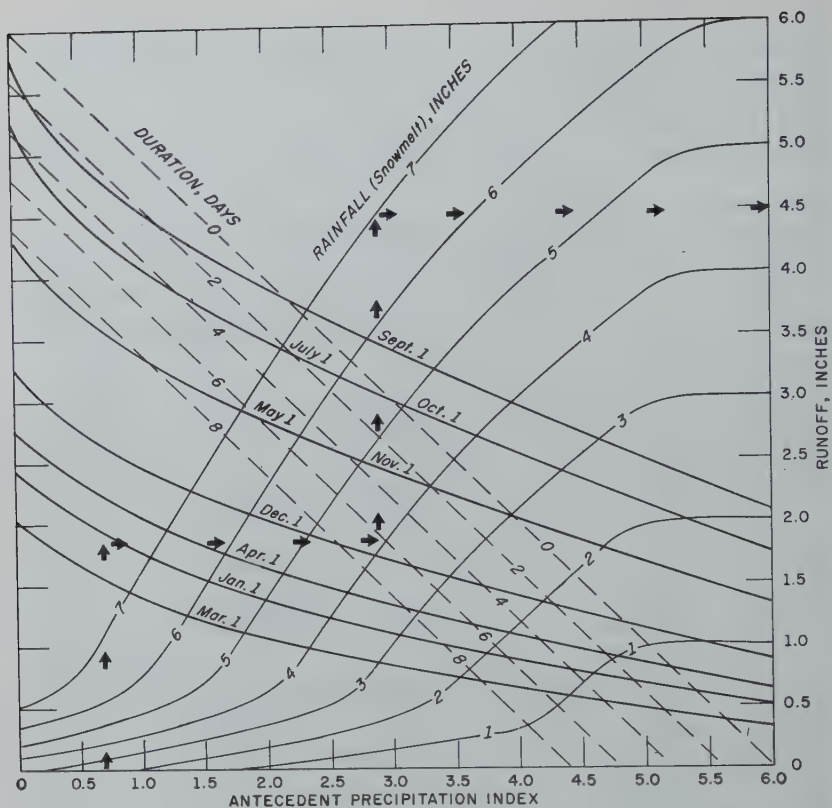


Fig. 5

with superimposed curve families in Figure 5. The parameters used to determine runoff volume in this study are the same as those described in the above reference, with minor variations.

Antecedent Precipitation Index is defined by the formula,

$$I_t = I_0 k^t$$

where I_t is the Antecedent Precipitation Index t days later than I_0 , and k is a recession factor, equal to 0.9 for the region of interest. When rain occurs, the precipitation amount for that day is added to the index for the preceding day before applying the formula. Duration is defined as the number of six-hourly periods with more than 0.2 inch of rain.

The runoff graph for the Kickapoo River was developed originally from a study of precipitation and streamflow data, and that study was confined almost exclusively to rainstorms because of the insufficiency of snow data during the period of record. Therefore, its use here is the first real opportunity to apply the graph to snow melt. One important factor to consider in this application is that the runoff potentiality of the snow cover should be reflected by soil moisture conditions preceding the formation of the snow cover. Examination of temperature data for the winter season

of 1958-59 indicates that a freeze set in during the last week of November, and the ground was covered with snow or subjected to sub-freezing weather until the March thaw began. Therefore, it was assumed that the moisture was fixed in the soil as of November 26, 1958, the date preceding the freeze; and the Antecedent Precipitation Index on that date was selected for use in computing snowmelt runoff. The duration parameter was determined by the length of time required to deplete the snow cover, as evidenced by snow depth data, and the assumption that melting was confined to the daylight hours.

The data and results of runoff computations are shown in Table 1 for the twelve initial basins under study. These basins range in size from 300 to 1,600 square miles, and total slightly more than 10,000 square miles of area, or about one-third of the area to be studied eventually. Individual basin departures between computed runoff and observed direct runoff may be attributed to several factors; among them, errors in basin-averages of snow cover, uncertainties in base flow separation, and unknown shifts in stage-discharge relations. However, runoff summations weighted by drainage area, shown at the bottom of Table 1, indicate a substantial systematic overestimation of runoff that cannot be explained by errors in data. This overestimation may be due to dryness in the deeper layers of the soil during the March 1959 situation. Severe drought conditions prevailed over the area for a period of several months preceding the winter of 1958-59, and ground water tables and streamflow were at or near record low levels preceding the March rise. Since the Antecedent Precipitation Index is a short-term index, it may not be a true reflection of the runoff potential in this particular situation.

Another possible explanation for the systematic runoff departures is that some of the apparent loss is represented by ground water recharge. The coaxial runoff graph was constructed originally to yield values of direct runoff. However, most of the storms used in the development of this graph were short-duration storms associated with minor amounts of ground water recharge. The protracted snow-melt period of March-April 1959, on the other hand, provided considerable opportunity for infiltration, and ground water recharge was an important source of depletion of direct runoff from rainfall and snowmelt. To investigate this effect, a second series of computations were made, involving the determination of total runoff. Total runoff is defined as the total area underneath the hydrograph plus the difference in ground water storage between the beginning and end of the rise. The procedure used for determining change in ground water storage is described in section 7 of a report by Garstka et al (1958) : 1) Recession hydrographs are analysed to determine the characteristic ground water storage constant for the station in question, and 2) this constant is applied to the initial and final points of the snowmelt hydrograph to determine the storage increase.

The results of total runoff determinations are summarized in the last column of Table 1. It will be noted that better agreement is obtained generally between observed and computed values of runoff when the comparison is made on the basis of total runoff. Finally, there is practically no bias between computed and observed total runoff, as shown by the close agreement between the corresponding weighted means.

4. RATE ANALYSIS

The study of snow melting rates is difficult because there are no direct measurements of basin-wide snowmelt. Available observations of water equivalent of snow on the ground during melting are too infrequent and sparse for this purpose. An indirect process is required, one that involves comparison of the hydrograph computed from the snowmelt relationship with the observed hydrograph. The process must be

carried out on a large number of basins to arrive at conclusive results, because the shape of the hydrograph depends on other factors besides the time distribution of melt, and there is a wide field of uncertainty in the interpretation of any one case.

There are several methods available for computing the time distribution of snowmelt from meteorological factors. Various formulae based on statistical analyses of data and physical theories have been developed and tested in recent years on small experimental basins in the western mountainous area of the U.S.A. These investigations were carried out by the Corps of Engineers of the U.S. Army, U.S. Bureau of Reclamation, and U.S. Forest Service, and the results are summarized and discussed in a Corps of Engineer Report (1956) and by Garstka et al (1958).

Those methods developed on a laboratory scale that might be applicable in the Upper Mississippi region require much more data than are available in this study. It is necessary to select a method consistent with the type and quantity of data available. Consideration also has to be given to forecasting requirements for speed and ease of computation. A method that meets these criteria is described in a joint State of Pennsylvania, Weather Bureau, and Geological Survey report (1939). It consists of a family of curves relating snowmelt to degree-days and initial water content of the snow cover. Degree-days are defined as average daily air temperature in excess of the melting point, 32°F, and snowmelt is related to degree-days on an accumulated basis. In practice, the mean of the maximum and minimum temperature for the 24-hour period is assumed to represent the average daily temperature.

A set of snowmelt versus degree-day curves, modified and extended beyond the original curves of the aforementioned report, are shown in Figure 6. These curves

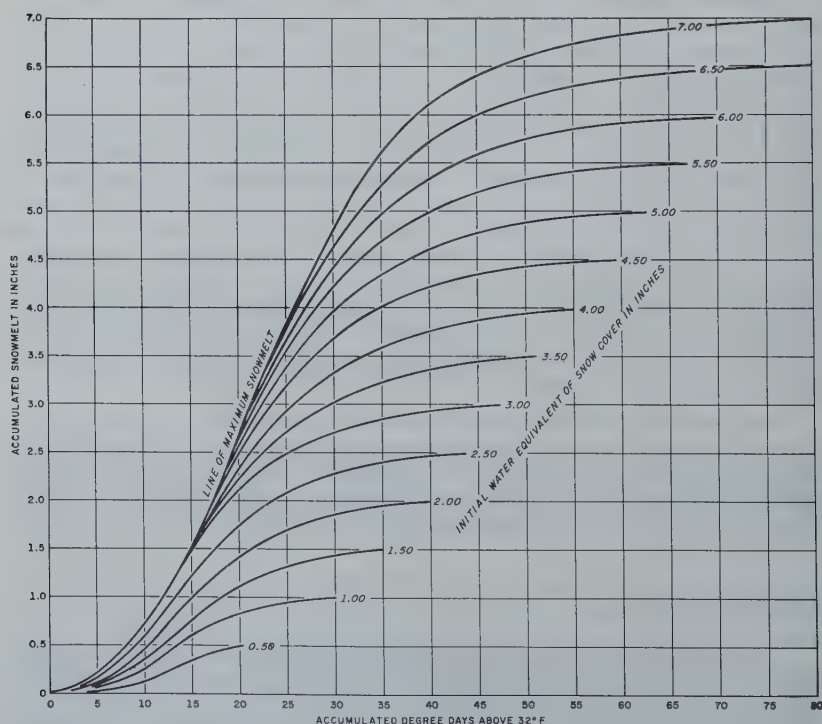


Fig. 6

were first developed and tested on the seasonal snowpack in the headwater region of the Mississippi watershed and in the Red River of the North watershed. Some difficulty arose in applying the relation to areas of heavy forest cover. These areas showed a slower response in streamflow to a given temperature rise, in accord with a wellknown fact that melting of snow is slower in a wooded area than in an adjacent open area. The solution to this problem was to retain the curves for the forested basin, but adjust the scale of the degree-day axis to yield the rate of melt necessary to reproduce the hydrograph. In some cases it was necessary to double the scale, or reduce the rate of melt 50%, in order to obtain satisfactory results.

The synthesis of the hydrograph using the snowmelt relation is a complex operation, involving the following steps :

- 1) Daily degree-day values are computed and accumulated for the melting period from temperature data.
- 2) Corresponding accumulated snowmelt depths are read from the graph of Figure 6.
- 3) Rain depths are estimated from precipitation data and added to snowmelt on an accumulated basis.
- 4) An appropriate graph for the area, similar in form to Figure 5, is used to distribute runoff corresponding to the combined rainfall and snowmelt.
- 5) Runoff increments are processed thru the unit hydrograph to obtain discharge ordinates.
- 6) Base flow is added to obtain total snowmelt hydrograph.

Steps 1, 2 and 3 involve computation of basin averages of the respective quantities. Step 3 assumes that there is no material difference in runoff characteristics between rain on snow and meltwater. This is a reasonable assumption because it is a generally recognized fact that practically all of the melting during a rapid thaw occurs at the top surface of the snow. Therefore, rain and meltwater are subjected to the same influences in the snow cover and underlying soil. The computations of step 4 are keyed to the known volume of direct runoff to avoid introducing volumetric errors in this phase of the analysis. Step 5 assumes that the unit hydrograph, originally developed by Sherman (1932) for determining the hydrograph from rainfall, can be satisfactorily applied to snowmelt or a combination of rain and snowmelt. This involves the assumption that the presence of a snow blanket does not impose an appreciable extra lag and storage effect on the hydrograph, at least for the shallow depths of snow considered in this study. Wilson (1953) states that on the basis of hundreds of calorimeter observations the liquid water-holding capacity of the snow cover hardly ever exceeds 5% of its water equivalent. He also states that the transmission rate of water through snow is about one-half hour per foot for dense snow, and faster for low-density snow. The maximum depth of snow cover considered here is three feet, and so the consequent effect of the snow on the unit hydrograph should be minor, considering other possible sources of error.

The system of computations outlined above is in use at present for synthesizing hydrographs at selected points where unit hydrographs are available. Preliminary work indicates that Figure 6 generally yields too fast a rate of melt for the March-April 1959 situation. The method of scale adjustment of the degree-day axis, mentioned previously, is employed as an analytical tool to determine the slowdown required to reproduce the hydrograph. This adjustment is termed a degree-day scale factor, and denotes the multiplying factor applied to the scale numbers of the degree-day coordinate axis of Figure 6. A factor less than unity expands the axis and reduces the rate of melt computed for a given temperature sequence. A factor greater than unity has a reverse effect.

An example of the above procedure is shown in Figure 7, displaying observed and computed hydrographs for the Kickapoo River at Steuben, Wisconsin. A trial and

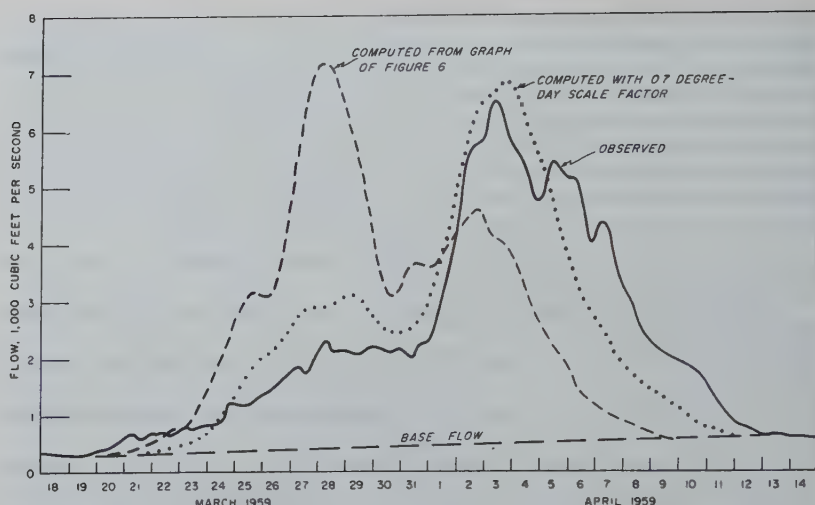


Fig. 7

error process was employed wherein various scale factors were used in the computation of the hydrograph. The scale factor that yielded the best match of the observed hydrograph was 0.7.

There are two possible explanations for the abnormally slow rate of melt determined thus far in the analysis of the March-April 1959 situation. One is that the physical features of the area under study are such as to reduce the atmospheric heat transfer to the snow cover in that area compared to similar heat transfer in the general region. This explanation does not appear favorable in view of previous snow melt

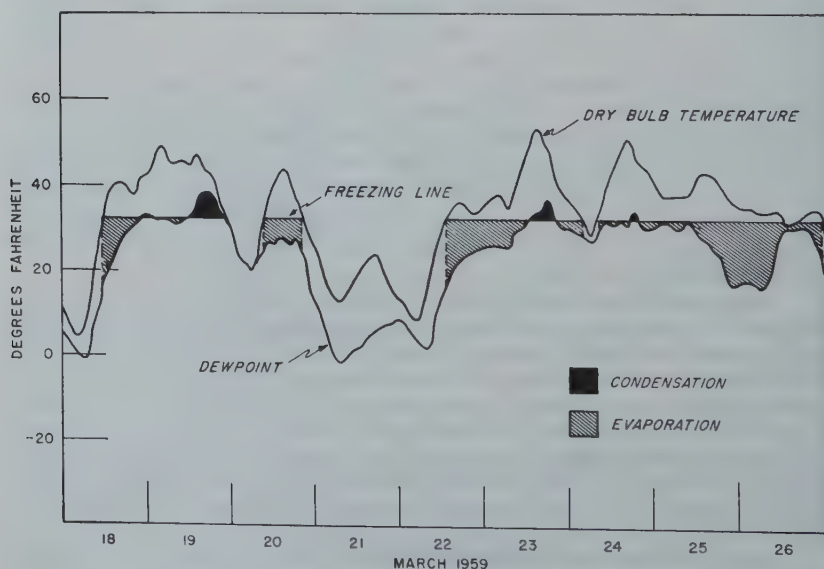


Fig. 8

studies for the Upper Mississippi watershed, and the character of the vegetative cover in the region. In those studies it was found that forest cover was the only physiographic factor to exercise any discernible control over snow melting rates. The area in question is primarily agricultural, and does not differ appreciably from the surrounding non-forested region. In that region the curves of Figure 6 have been applied satisfactorily without adjustment, and therefore, there is no basis for not expecting similar application in the area under study.

A more favorable explanation for the melting delay is meteorological, involving consideration of the moisture content of the air mass during the early stage of melting in March 1959. Figure 8 shows the hourly air temperature and dewpoint at La Crosse, Wisconsin during the period, March 18-26, 1959, when melting degree-days, according to Figure 6, should theoretically have removed most of the snow cover. According to Light (1941) moisture condenses on a melting snow surface when the vapor pressure gradient is directed upwards (dewpoint above 32°F), and moisture evaporates from the snow when the gradient is reversed. Condensation releases heat to the snow surface and promotes melting, while evaporation abstracts heat and inhibits melting. Figure 8 shows that evaporation predominates over condensation during the period, March 18-26, and implies that evaporational cooling delayed the melting process.

5. CONCLUSIONS

No firm conclusions can be drawn regarding the results of the 1959 snowmelt study because only a small percentage of the data has been analysed thus far. However, the available evidence indicates that the rate of melting was slower and a lesser volume of streamflow was produced from the snow cover than could be expected under normal soil and weather conditions. This might be attributed to two main factors: high groundwater recharge due to intermittent melting spread over a period of three weeks, and delay in the course of melting during the first half of the thaw due to the dryness of the air mass.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

Valuable assistance was rendered by members of the St. Louis River Forecast Center staff in the processing and analysis of data. Drafting assistance provided by the Hydrologic Services Division, U.S. Weather Bureau is gratefully acknowledged.

REFERENCES

1. GARSTKA, W.U. and others. Factors Affecting Snowmelt and Streamflow, Joint Report, U.S. Bureau of Reclamation and U.S. Forest Service, March 1958.
2. KOHLER, M.A. and LINSLEY R.K. Predicting the Runoff from Storm Rainfall, U.S. Weather Bureau Research Paper No 34, September 1951.
3. LIGHT, Phillip. Analysis of High Rates of Snow Melting. *Trans. Am. Geophys. Union*, Volume 22, pp. 195-205, 1941.
4. SHERMAN, L.K. Streamflow from Rainfall by the Unit-Graph Method. *Eng. News-Record*, Volume 108, pp. 501-505, 1932.
5. WILSON, W.T. Storage and Movement of Liquid Water in a Snowpack. U.S. Weather Bureau Manuscript Report, October 1953.
6. Floods of 1952, Upper Mississippi — Missouri — Red River of the North, U.S. Weather Bureau Technical Paper No 23, June 1954.
7. Report of Cooperative Hydrologic Investigations. Joint Report, Penn. Dept. of Forests & Waters, U.S. Weather Bureau, and U.S. Geological Survey, August 1939.
8. Summary Report of the Snow Investigations. North Pacific Division Corps of Engineers, U.S. Army, Portland, Oregon, June 1956.

THE DEGREE-DAY FACTOR FOR SNOWMELT-RUNOFF FORECASTING

Ing. Jaroslav MARTINEC
C. Sc., the Hydraulic Research Institute

SUMMARY

More accurate data for calculations of snowmelt with the use of the degree-day factor were obtained by a new method for measuring the snow-water-content with radioactive cobalt. The degree-day factor indicates the decreases of the water-content in the snow cover caused by 1 degree above freezing in 24 hours.

Results of continuous measurements of the snow cover in experimental mountain stations in the winter seasons 1957-1958 and 1958-1959 are presented in the paper. The snow-water-content was measured by a radioactive device every day in the same place without disturbing the snow cover. Further results were obtained by standard sampling procedure. Simultaneously, continuous measurements of the air temperature were carried out. The decrease of the snow-water-content was compared with the average of temperatures above freezing for 24 hours.

The values of the degree-day factor are growing in the course of the winter, probably in accordance with the rising density of snow. A similar effect caused by the wind was also observed in several cases.

RÉSUMÉ

Le facteur degré-jour dans la prévision de l'écoulement dû à la fonte des neiges.

Des résultats des plus précis pour le calcul de la fusion des neiges par la méthode du facteur degré-jour ont été obtenus en utilisant un nouveau procédé pour la mesure de la teneur en eau de la neige à l'aide du cobalt radioactif. Le facteur degré-jour indique la diminution de la teneur en eau de la neige causée par une élévation de la température de 1 degré au-dessus de la congélation.

Des résultats de mesures continues de la couverture de neige dans des stations expérimentales de montagne au cours des saisons hivernales 1957-1958 et 1958-1959 sont présentés dans cette étude. La teneur en eau de la neige a été mesurée chaque jour, à la même place, sans déranger la couverture de neige à l'aide d'un dispositif radioactif. D'autres résultats ont été obtenus par la méthode standardisée d'échantillonnage. En même temps, on mesurait la température de l'air de façon continue. La diminution de la teneur en eau de la neige a été comparée avec la moyenne de la température de 24 heures au-dessus de la congélation.

La valeur du facteur degré-jour croît au cours de l'hiver, probablement par suite de l'augmentation de la densité de la neige. Un effet similaire dû au vent a également été observé dans plusieurs cas.

1. INTRODUCTION

The air temperature may be considered as the most important factor influencing the snow-melt. In the absence of more detailed meteorological data, the dry-bulb temperature may be used as an index for snowmelt-runoff forecasting. A method for the day-to-day forecasting of runoff from snow-melt has been outlined by R.K. Linsley⁽¹⁾. The number of degree-days is determined from temperature records and multiplied by the degree-day factor to obtain the volume of snow-melt.

The difficulty of the procedure is caused by the variability of this degree-day number, which may be expected in view of the fact that it is an index of many melting factors.

The radioactive snow-gauge made it possible to measure accurately the changes of the snow-water-content without disturbing the snow-cover. From continuous measurements the values of the degree-day factor under various conditions were calculated and some light thrown on relationships governing its variation.

2. DESCRIPTION OF EXPERIMENTAL MEASUREMENTS

The radioactive snow-gauge used in these experiments was described at the General Assembly of Toronto in 1957 (²). This time it was installed at Kvilda in the Sumava mountains in Southern Bohemia in the height of 1058 m.

As it has been already explained in the mentioned paper, the snow-water-content is measured by counting the pulses caused by the gamma-rays penetrating through the snowpack.

The snow-gauge was calibrated at the beginning of the winter season 1957-1958 with the results presented in Table 1 and Figure 1.

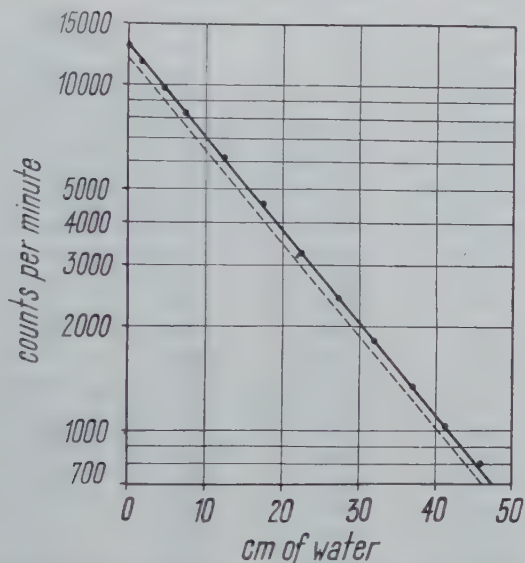


Fig. 1. — Calibration measurements of the radioactive snow-gauge in October 1957.

TABLE 1
Calibration measurements in October 1957

Depth of water cm	Counting rate per minute cosmic backgr. subtracted	Depth of water cm	Counting rate per minute cosmic backgr. subtracted
0	12 982	22,5	3 267
1,5	11 547	27,4	2 422
4,6	9 762	32,0	1 834
7,3	8 309	36,8	1 347
12,3	6 082	41,2	1 029
17,3	4 509	45,8	806

TABLE 2
Snow-water-content measurements by radiocobalt, station Kvilda
in the Sumava-mountains, 1958

Date	counting rate per 1 min.	Decay correction	Corrected counting rate per 1 min. $J_x (a)$	Water content cm	Snow depth cm
28.1.	1809	1,035	2700	25,10	93
29.1.	2938	1,035	2834	24,55	93
30.1.	3044	1,035	2944	23,93	92
31.1.	2924	1,035	2819	24,63	92
1.2.	3033	1,040	2946	23,92	91
2.2.	3020	1,040	2933	23,99	89
25.2.	2240	1,045	2132	29,14	98
26.2.	2393	1,045	2292	27,87	89
3.3.	2050	1,050	1943	30,64	98
4.3.	2091	1,050	1986	30,28	97
24.3.	1738	1,060	1630	33,47	106
25.3.	1779	1,060	1674	33,04	100
26.3.	1888	1,060	1789	31,97	96
27.3.	2062	1,060	1974	30,32	90
28.3.	2170	1,060	2088	29,47	85
29.3.	2282	1,060	2207	28,58	83
30.3.	2403	1,060	2335	27,67	79
3.4.	2634	1,065	2592	26,99	65
4.4.	2886	1,065	2861	24,39	60
5.4.	3082	1,065	3069	23,26	50
6.4.	3120	1,065	3110	23,05	48
7.4.	3205	1,065	3200	22,59	48
8.4.	3262	1,065	3261	22,28	48
9.4.	3186	1,065	3180	22,69	48
12.4.	3075	1,065	3062	23,30	55
13.4.	3145	1,065	3136	22,91	50
14.4.	3282	1,065	3282	22,18	50
15.4.	3698	1,065	3725	20,14	45
16.4.	3850	1,070	3905	19,38	40
17.4.	3867	1,070	3924	19,30	44
18.4.	3925	1,070	3986	19,05	40
19.4.	4045	1,070	4114	18,53	35
20.4.	4443	1,070	4540	16,95	30
21.4.	5136	1,070	5282	14,51	25
22.4.	5452	1,070	5620	13,51	20
23.4.	5713	1,070	5899	12,72	17
24.4.	6529	1,070	6772	10,50	15
25.4.	7496	1,070	7807	8,20	10
26.4.	8475	1,070	8854	6,17	
27.4.	10610	1,070	11139	2,47	

(a) cosmic background 200 pulses/min. subtracted.

The calibration curve may be expressed by the equation

$$J_x = J_0 e^{-0,062x} \quad (1)$$

where J_0 is the intensity of the incident radiation

J_x is the reduced intensity of the radiation after penetrating the snowpack

0,062 is the absorption coefficient

x is the water equivalent of the snowpack in cm.

In order to attain a greater accuracy of results the values of x were calculated directly from the equation

$$x = 37,14 \log \frac{J_0}{J_x} \quad (2)$$

which was derived from Eq. 1.

In the course of winter it was necessary to compensate for the decay of the radioactive source by a correction coefficient.

In order to examine the degree-day factor, melting periods from the continuous snowcover measurements were selected and results listed in Table 2.

After the snowcover had disappeared the snow-gauge was again calibrated. The controlling calibration curve is presented on Fig. 1 by a dotted line. If these results are corrected for the 7 months-decay of the radioactive source Co 60, identical curves are obtained and thus the stability of the measuring equipment proved.

The accuracy of results was calculated from equations

$$p = 1,645 C_v \sqrt{\frac{t}{T}} \quad (3)$$

where p is the accuracy of the result

1,645 is the coefficient for the probability of 90%

C_v is the coefficient of variation

t is the time interval 10 sec.

T is the duration of the single measurement

and

$$C_v = 0,873 \bar{y}^{-0,42} \quad (4)$$

where \bar{y} is the mean number of pulses per 10 sec.

These relationships were derived on a previous occasion ⁽²⁾ and were found to be valid also for the equipment used this time.

For the duration of a single measurement $3 \times 1 \text{ min.} = 180 \text{ sec.}$ the following extreme values were calculated :

For the highest snow-water-content of 33,47 cm the accuracy $p = 0,031$ or 3,1%. This would mean an error of 0,5 cm.

For the measurement without snowcover $p = 0,0135$ or 1,35%.

3. THE DEGREE-DAY FACTOR

Simultaneously with the snow-water-content measurements the air temperature was continuously measured by a thermograph/which was checked by a standard thermometer. The decrease of the snow-water-content was compared with the average of temperature above freezing for 24 hours. This number of degree-days was obtained graphically from temperature records. An example of this procedure is shown on Fig. 2.

TABLE 3

Daily values of degree-day ratios. Station Kvilda 1958

Date	Number of degree-days °C	Difference of the snow-water content cm	Precipitation cm	Total difference cm	Degree-day factor cm/1° C
28.1.-29.1.	0,79	— 0,55	—	— 0,55	0,70
29.1.-30.1.	1,32	— 0,62	—	— 0,62	0,47
30.1.-31.1.	0,26	+ 0,70	—	+ 0,70	—
31.1.-1.2.	1,06	— 0,71	—	— 0,71	0,67
1.2.- 2.2.	0,79	+ 0,07	—	+ 0,07	—
25.2.-26.2.	3,42	— 1,27	0,11	— 1,38	0,40
3.3.- 4.3.	0,26	— 0,36	—	— 0,36	1,38
4.3.- 5.3.	1,58	— 0,22	0,04	— 0,26	0,17
24.3.-25.3.	2,37	— 0,43	—	— 0,43	0,19
25.3.-26.3.	2,37	— 1,07	—	— 1,07	0,45
26.3.-27.3.	3,95	— 1,65	—	— 1,65	0,42
27.3.-28.3.	3,42	— 0,85	—	— 0,85	0,25
28.3.-29.3.	3,16	— 0,89	—	— 0,89	0,28
29.3.-30.3.	2,11	— 0,91	0,07	— 0,98	0,43
3.4.- 4.4.	4,22	— 2,60	0,52	— 3,12	0,74
4.4.- 5.4.	3,69	— 1,13	0,30	— 1,43	0,39
5.4.- 6.4.	2,37	— 0,21	0,07	— 0,28	0,12
6.4.- 7.4.	1,06	— 0,46	0,09	— 0,55	0,52
7.4.- 8.4.	—	— 0,31	0,40	— 0,71	—
8.4.- 9.4.	0,26	+ 0,41	0,59	— 0,18	0,69
12.4.-13.4.	0,53	— 0,39	—	— 0,39	0,74
13.4.-14.4.	2,64	— 0,73	0,01	— 0,74	0,28
14.4.-15.3.	1,58	— 2,04	0,13	— 2,17	1,38
15.4.-16.4.	2,64	— 0,76	3,40	— 4,16	1,58
16.4.-17.4.	1,06	— 0,08	—	— 0,08	0,08
17.4.-18.4.	0,79	— 0,25	—	— 0,25	0,32
18.4.-19.4.	1,06	— 0,52	0,28	— 0,80	0,75
19.4.-20.4.	2,90	— 1,58	—	— 1,58	0,54
20.4.-21.4.	4,74	— 2,44	0,03	— 2,47	0,52
21.4.-22.4.	2,90	— 1,00	0,32	— 1,32	0,46
22.4.-23.4.	2,11	— 0,79	—	— 0,79	0,37
23.4.-24.4.	2,37	— 2,22	—	— 2,22	0,94
24.4.-25.4.	4,22	— 2,30	0,18	— 2,48	0,59
25.4.-26.4.	3,42	— 2,03	2,07	— 4,10	1,20
26.4.-27.4.	3,16	— 3,70	0,98	— 3,70	1,17

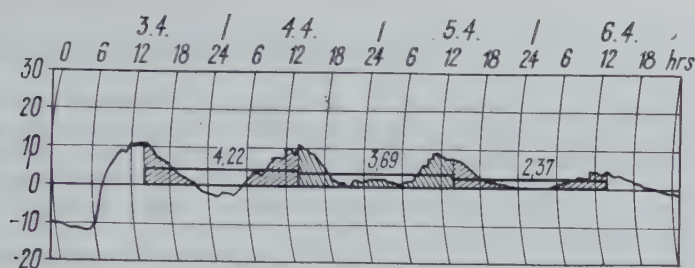


Fig. 2. — Graphical determination of degree-days

The differences of the snow-water-content were calculated from the daily measurements at 14⁰⁰ hrs. To these values the depth of precipitation was added. The degree-day factor was determined as the ratio of the water-content difference and of degree-days. The results are presented in Table 3. The precipitation in the last line was omitted in view of the small depth of snow which could not retain the water. The values in the last column indicate the decrease of the snow-water-content caused by 1 degree-day.

As could be expected, the results have a varying character, which can be attributed mainly to following circumstances :

1) According to Eq.3 and 4, single measurements of the snowpack water equivalent may have errors of up to 0,5 cm.

2) The number of degree-days cannot indicate the accurate influence of temperature, because it does not include the temperature distribution during the day.

TABLE 4
Degree-day ratios, station Kvilda 1958
Values for 1-6 days periods

Date	Number of degree-days °C	Diff. of the snow-water-content cm	Precipitation cm	Total diff. cm	Degree-day factor cm/1°C	Density of snow %
28.1.- 2.2.	4,22	— 1,11	—	— 1,11	0,26	2p,5
25.2.-26.2.	3,42	— 1,27	0,11	— 1,38	0,40	31,0
3.3.- 5.3.	1,84	— 0,58	0,04	— 0,62	0,34	31,3
24.3.-30.3.	17,38	— 5,80	0,07	— 5,87	0,34	34,2
3.4.- 9.4.	11,60	— 4,30	1,97	— 6,27	0,54	46,0
12.4.-17.4.	8,45	— 4,00	3,54	— 7,54	0,89	45,6
17.4.-22.4.	12,39	— 5,79	0,63	— 6,42	0,52	54,0
22.4.-27.4.	15,28	—11,04	3,23	—13,29	0,87	75,6

3) Other important factors enter the picture, for example the wind velocity, solar radiation, ripening of snow.

4) The correction for rainfall disregards the possible runoff of this water and the melting effect of rain.

It was for similar reasons that L.L. Weiss and W.T. Wilson ⁽³⁾ have selected weekly, biweekly or monthly periods for degree-day-ratio calculations, in order to eliminate local discrepancies.

With the aid of the new accurate method of the snow-water-content measurement it was possible to limit in this case the length of selected periods to 1-6 days. Results are listed in Table 4.

With the exception of the period 12 th-17th April where a relatively high value of the factor was probably caused by an inadequate correction for rainfall, the increasing tendency of degree-day ratios may be observed in the course of the season. This phenomenon, which was already pointed out by Weiss and Wilson ⁽³⁾, could be better expressed by a relationship between the value of the degree-day factor and the density of snow, which as a rule also increases during the winter.

A graphical relationship from existing average results was plotted on Fig. 3. More measurements would be desirable.

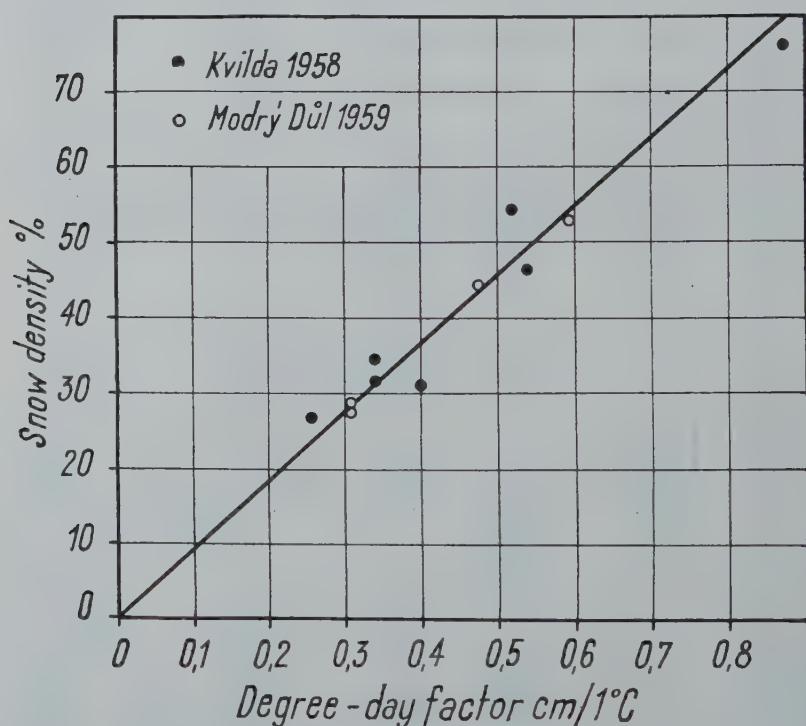


Fig. 3. — Relationship between the degree-day factor and the density of snow.

The relation between the snow density and the degree-day factor may be expressed by the equation

$$T = c \cdot D \quad (5)$$

where T is the degree-day factor in $\text{cm}/1^\circ\text{C}$
 c is a coefficient indicating the slope of the line
 D is the density of snow

The degree-day ratios in Table 4 show a relatively good agreement with results given by Weiss and Wilson ⁽³⁾ for sites in the open (in accordance with the character of the Kvilda station) : $0,37 \text{ cm}/1^\circ\text{C}$ at the beginning of the melting season and $0,74 \text{ cm}/1^\circ\text{C}$ at the end.

4. MEASUREMENTS IN AN EXPERIMENTAL WATERSHED

Further results were obtained from a watershed in the Krkonoše mountains, where a snow-gauging station Modřů Důl was situated in the height of 1030 m. A radioactive snow-gauge was not available in this case. The snow-water content was measured weekly by sampling and weighing. Results which could be selected from measurements in winter 1959 are presented in Table 5.

TABLE 5
Degree-day ratios, station Modřů Důl 1959
Values for weekly periods

Date	Number of degree- days °C	Diff. of the snow- water content cm	Precipi- tation cm /snow- cover > 10 cm/	Total diff. cm	Degree- day factor $\text{cm}/1^\circ\text{C}$	Density of snow %	Average wind velocity m/sec
16.1.-23.1.	3,9	— 2,20	0,34	— 2,54	0,65	27	2,55
6.2.-13.2.	4,2	— 0,80	—	— 0,80	0,19	28,2	0,45
27.2.- 6.3.	27,8	— 8,02	0,03	— 8,05	0,29	44,2	0,45
6.3.-13.3.	9,2	— 7,38	0,65	— 8,03	0,87	52,5	1,65

It is evident that the values 0,65 and 0,87 are too high and the other two values too low in comparison with previous results. Although the average wind velocities, which were measured by a local observer, may be considered only as relative values, they indicate that the relatively high degree-day ratios were measured in windy conditions and the relatively low ratios in calm weather. As there are very few measurements available so far, only a probable effect of wind on the degree-day factor may be indicated :

In order to eliminate the effect of various wind velocities in the relationship between the snow-density and the degree-day factor, the Eq. 5 should read

$$T = c \cdot D \frac{(V + k)}{(V_0 + k)} \quad (6)$$

where V is the measured velocity of the wind
 V_0 is the average wind velocity for which the Eq. 5 is valid
 k is a constant representing the effect of other factors than temperature and wind velocity on snowmelt

From the results in Tab. 4 : $c = 1,1$ and from the results in Tab. 4,5 the following numerical values were calculated : $V_0 = 1\text{m/sec}$, $k/\text{expressed in terms of wind velocity}/ = 0,4\text{ m/sec}$. Thus the discrepancies of results in Tab. 5 may be eliminated by the correction coefficient $\frac{1,4}{V + 0,4}$. The corrected points are plotted on Fig. 3.

A monograph of the relation between the degree-day factor and the density of snow for various wind velocities is presented on Fig. 4. It should be noted that only relative values of the wind velocity are indicated due to the lack of reliable wind-velocity records.

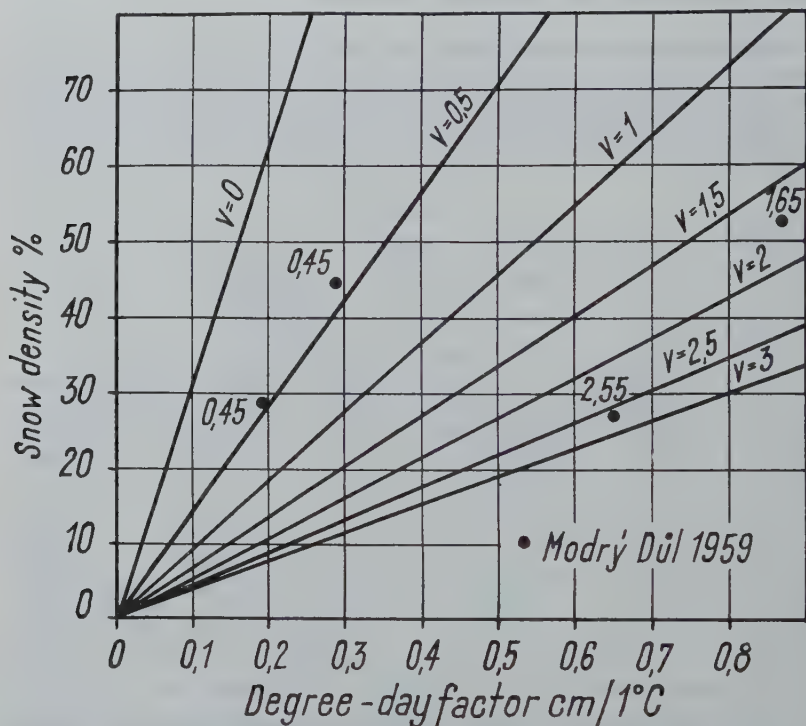


Fig. 4. — Relationship between the degree-day factor and the density of snow for various wind velocities V .

The varying character of results in Tab. 3 was caused among other reasons by different wind velocities in the respective 24 hour-periods. The elimination of discrepancies by averaging the data for longer periods indicates that the meteorologic conditions were more changeable in comparison with conditions, under which the data in Tab. 5 were measured.

5. CONCLUSIONS

Daily values of the degree-day factor determined with the use of the radioactive snow-gauge indicate the short-term variation of the factor caused by meteorological

conditions, and its gradual increase during the winter season due to the changing quality of snow.

From average degree-day ratios calculated for longer periods a relationship between this factor and the density of snow was derived.

Several discrepancies in this relation were found to be caused by different wind velocities. From these limited data the probable effect of the wind velocity on the degree-day factor was suggested.

Further measurements of daily changes in the snow-water-content in the connexion with measurements of meteorological conditions, especially of the dry-bulb temperature and wind velocity, should be carried out. On ground of these results it will be possible to calculate degree-day ratios for various conditions and to use these values for the short-term forecasting of snowmelt-runoff.

REFERENCES

- (¹) LINSLEY R.K. Jr. : A simple procedure for the day-to-day forecasting of runoff from snowmelt. *Transactions American Geophysical Union*, 1943, part III, pp. 62-67.
- (²) MARTINEC J. : Measurement of the snow-water-content with the use of radiocobalt. *International Association of Scientific Hydrology, General Assembly of Toronto*, 1957, volume IV, pp. 88-96.
- (³) WEISS L.L., WILSON W.T. : Snow-melt degree-day ratios determined from snow-lab data. *Transactions American Geophysical Union*, August 1958, pp. 681-688.

EFFECTS OF LOGGING AND BRUSH REMOVAL ON SNOW WATER RUNOFF

Henry W. ANDERSON and Clark H. GLEASON ¹

SUMMARY

Water yield as affected by three types of logging in a red fir forest, by two kinds of slash disposal, and by brush removal is being studied in the snow zone of the Cascade-Sierra Nevada mountains of California. This paper reports the effects on snow accumulation, snowmelt, summer soil moisture losses, interception, and estimated water yield in two years.

In clear-cut strips twice as wide as the height of adjacent trees, 7 to 12 inches more water accumulated in the snowpack and 8 inches less water was used annually than in the adjoining uncut forest. In a block cutting of large trees, leaving only a few small trees, 5 inches more water was stored in the snowpack and 6 inches was saved annually. In a selectively logged area, where all trees less than 18 inches in diameter were left, 6 to 7 inches more water was stored in the snowpack, but only 3 inches of water was saved annually. Brush removal reduced summer water losses 3 to 6 inches, depending on the soil depth.

Snowmelt was affected by the method of disposal of the logging slash. The area in which the slash was piled and burned had 3-1/2 inches more water in late spring than the area of untreated slash.

It is concluded that water yield from snow zone runoff can be influenced both in amount and time of delivery by the manner in which the areas are logged and by brush removal.

RÉSUMÉ

Dans la zone de la neige de la montagne de Cascade-Sierra Nevada de la Californie on a étudié l'influence des trois types de coupes dans une forêt de *Abies magnifica*, des deux modes de disposition des déchets, ainsi que du nettoyage des broussailles sur la production de l'eau. Ce rapport présente les effets relatifs sur l'accumulation de la neige, de sa fonte, des pertes d'humidité du sol, de l'interception, et de la production estimée de l'eau d'après les résultats d'une expérimentation d'une durée de deux ans.

Dans le cas des coupes où la forêt était rasée sur une largeur de l'ordre de deux hauteurs des arbres adjacents, l'augmentation de l'eau accumulée sous forme de neige était de 178 mm à 305 mm par an, et l'eau sauvée annuellement était de l'ordre de 203 mm en comparaison à la forêt adjacente et non attaquée. Dans le cas d'une coupe en bloc des gros arbres, abandonnant sur place seulement quelques petits arbres, l'accroissement de l'eau accumulée sous forme de neige était de 127 mm par an, et l'eau ainsi sauvée annuellement était de l'ordre de 152 mm. Dans le cas d'une coupe sélective, où seulement les arbres d'un diamètre de plus de 475 mm ont été enlevés, l'accroissement de l'eau stockée sous forme de neige était de 152 à 178 mm, mais seulement 76 mm de l'eau ont été sauvés annuellement. L'enlèvement des broussailles a diminué les pertes estivales d'eau d'une quantité de l'ordre de 76 à 152 mm, suivant la profondeur du sol.

La fonte de la neige a été influencée par les méthodes de disposition des déchets. Le périmètre dans lequel les déchets étaient accumulés et brûlés avait vers la fin du printemps 95 mm plus d'eau que le périmètre où les déchets n'avaient été traités.

En conclusion on peut dire que la production de l'eau de la zone de neige peut être influencée en quantité ainsi qu'en temps de livraison par la manière à laquelle les forêts sont exploitées et par le nettoyage des broussailles.

(¹) Respectively, Snow Research Leader and Forester, Snow Hydrology Studies, Division of Watershed Management Research, Pacific Southwest Forest and Range Experiment Station, Forest Service, U.S. Department of Agriculture, Berkeley, California.

1. INTRODUCTION

Does yield of water from the snow zone vary when forests are logged in different ways, or when brush fields are being converted to forests? How much difference does it make if the timber is harvested by conventional commercial diameter-limit cutting, by clear cutting in strips, or by group selection? How does logging slash disposal affect water yield? Forest land managers need to know what effects on water yield each of these practices will have. These can then be compared with methods of land management designed specifically to maximize water yield, delay melt, or maintain water quality (Anderson, 1958). This paper discusses the first two year's' results of studies designed to answer these questions.

Snow accumulation, snowmelt, and soil moisture losses under several types of logging and of brush removal are being studied to determine what differences each treatment makes in water available for streamflow. The hydrometric and physical methods of Wilm and Dunford (1948) are being used. The studies are part of the California Cooperative Snow Management Research Program, conducted by the Forest Service, Pacific Southwest Forest and Range Experiment Station with the cooperation of the State of California, Department of Water Resources. The research has as its objective the development and testing of ways of managing land in the snow zone of California to improve water yield. The snow zone and the study areas now in operation are shown in Figure 1.

This report gives first results of studies in three areas — the effects of strip and block cutting at the Swain Mountain Experimental Forest in the headwaters of the Feather River, the effects of commercial selection logging on the Onion Creek Experimental Forest in the headwaters of the American River, and the effects of brush clearing in the Sagehen Creek Study Area.

1.1 Swain Mountain Studies

The Swain Mountain Experimental Forest is situated 20 miles southeast of Lassen Peak, near the south end of the Cascade Range, 11 miles northwest of Westwood, California (Figure 1). The study sites are located on a gently sloping volcanic cone of 10 to 15 percent gradient and northeast exposure. The soil at the sites is from 3 to more than 7 feet deep developed from vesicular basalt parent rock.

Two study sites were selected and snow, soil moisture, and precipitation measurements started the year before the logging occurred. Before logging, Area «A» was covered by extremely dense old-growth red and white fir (*Abies magnifica* and *A. concolor*), averaging about 85,000 board feet per acre. The forest stand was uniform, except for a circular opening about 350 feet across. The other study site, Area «C», was covered by mixed age groups of white and red fir and ponderosa pine (*Pinus ponderosa*), with about 45,000 board feet per acre.

In Area «A», 19 acres were logged in the summer of 1958. A strip approximately 350 feet wide by 2,500 feet long was clear-cut in a south-east-northwest direction, perpendicular to the prevailing southwest storm winds. The slash from the tree tops and limbs was disposed of in 2 ways: in the northwest one-third of the strip, the slash was piled and burned; and in the middle part of the strip and at the southwest end the slash was left where it fell. Near its middle, the strip is tangent to the natural opening about 350 feet wide, thus creating an opening about 700 feet wide.

Area «C» was also logged in the summer of 1958. Here a 17-acre block, 900 feet in diameter was cut; almost all of the tree volume was removed but a few trees of pole size were left standing singly and in small groups.

Snow and soil moisture measurements were taken in study sites before logging and at the same places in the logged areas and in the adjacent forest after logging. Snow was sampled at approximately monthly intervals through-out the winter at

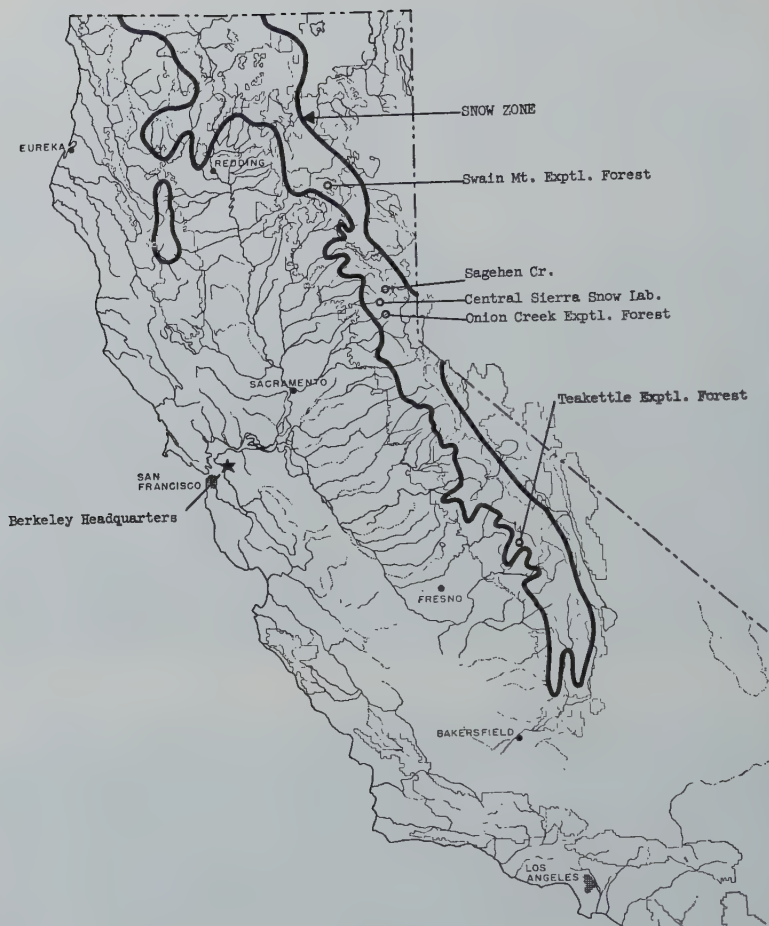


Fig. 1. — Snow zone and snow study areas in California.

122 equally spaced sampling points. At 39 of these points, soil moisture was measured at about monthly intervals throughout the summer.

1.2 Onion Creek Studies

The logging study at the Onion Creek Experimental Forest is located 6 miles south of Soda Springs, California, on the west slope of the Sierra Nevada Range (Figure 1). The site is on a south-facing slope of 5 to 10 percent gradient at 6,500 feet elevation. Before logging the forest was a mixed stand of white and red fir, Jeffrey pine (*Pinus jeffreyi*), and some sugar pine (*P. lambertiana*) and incense cedar (*Libocedrus decurrens*), averaging about 37,000 board feet per acre. Soil at the site ranged from 2 to 6 feet deep and was developed from andesite parent rock. The soil belongs to or is closely related to the Lytton series described by Nelson (1957).

Two study sites were selected, one logged and one unlogged. The logged areas

had been cut early in the summer of 1957. The logging was a commercial diameter-limit cutting in which all trees over 18 inches in diameter were removed. The cut amounted to 35,000 board feet per acre, leaving scattered small trees amounting to 2,000 board feet per acre. The unlogged area was selected nearby to be as similar as possible to the logged area in its uncut condition. At each study site a 1/2-acre grid of 25 snow and soil moisture measurement points was set up with the starting point located at random. Snow and soil moisture samples were taken at about monthly intervals in the control and cut areas, starting in 1957.

1.3 Sagehen Creek Studies

The brush study area at Sagehen Creek, is located at 6,500 feet elevation on the east side of the Sierra Nevada in the Little Truckee River watershed, about 20 miles north of Lake Tahoe. The creek and its watershed have been described more fully by Needham and Jones (1959). The studies reported here are in an old timber burn that is now a brushfield of about 700 acres. The brush is about 3 feet in height, mostly ceanothus (*Ceanothus velutinus*) and manzanita (*Arctostaphylos patula*). The study sites are on a 12 percent south-facing slope, at the lower slightly concave portion of the slope. The soil at the site range from 3 to more than 7 feet deep and is developed from vesicular basalt rock.

In the fall of 1957 the brush was removed from a contour strip about 70 feet wide, and in the spring of 1958 ponderosa pines 2 years old were planted. The brush was removed by bulldozing down to the mineral soil, and the bulldozed brush was windrowed at edges of the dozed strip.

In mid-summer 1958 aluminum access tubes were installed at 10 systematically spaced points in the dozed area and 15 points in the brushfield, with all starting points taken at random. Soil moisture was sampled at about monthly intervals during the summer and fall of 1958 and 1959.

2. METHODS

Standard snow depth and water equivalent measurements were made at monthly intervals starting at the first snow accumulation and ending with the last residual snow. Soil moisture measurements were made to determine summer losses from stored soil moisture, and interception of summer rainfall and evaporation following such precipitation before the snowpack started to accumulate. Precipitation was measured by recording, weighing-type gages in accessible locations, and by Sacramento storage-type gages at remote locations. Snow measurements were taken with the Mt. Rose snow tube and scale; soil-moisture measurements were taken with a neutron probe.

3. RESULTS

Results in 1958 and 1959 have been analyzed with respect to snow accumulation, snowmelt, and soil moisture content under natural forest conditions and after logging.

3.1. Snow in Forests and Natural Openings

In 1958, snow accumulation and melt were measured in natural openings and in forest stands of different density at the Swain Mountain Experimental Forest. Snow accumulation was greatest in the forest openings and least in the dense stands of fir (Table 1). Open stands of fir and mixtures of old- and young-growth fir had nearly as much snow as the openings—only 1 to 2 inches less water content. Rate of spring melt was highest in the larger openings, intermediate for the open and mixed-age

fir, and least in the small openings and dense forest. As a result, the maximum snow remaining in early June was in small openings, which had about 10 inches more water than the snow in the dense fir stands or the larger openings, and 4 to 7 inches more than in the old open fir and the young and old mixture. These results confirm again the findings that small openings store more snow at maximum accumulation (Church, 1912; Anderson, 1956; Anderson, Rice, West, 1958 a, b). The results also confirm the advantage of small openings over moderately large openings in delaying snowmelt (Anderson, 1956).

TABLE 1

Snow water in forests and openings, Swain Mountain Experimental Forest, 1958

FOREST CONDITIONS	DATE		
	April 10	June 5	Melt
	inches water		
Old dense fir (100,000 fbm/A.)	34.6	3.8	30.8
Old open fir (50,000 fbm/A.)	45.0	8.3	36.7
Young-old fir (12,000 fbm/A.)	46.0	11.2	34.8
Opening (1-½ tree heights)	47.4	3.9	43.5
Small openings (½ tree height)	47.4	14.9	32.5

There is evidence that differences in the snow in openings and forests are related to a complexity of factors such as back eddies from southwest winds, shade by trees, solar energy that penetrates the foliage, and radiation from the trees. Less snow water accumulated immediately to the leeward of the opening than to the windward of the opening, and less also than in the forest further to leeward of the opening (Figure 2). The data suggest that about half of the 13-inch greater water content in the opening was in effect « stolen » from the forest to the leeward; the other half is ascribed to differences in interception and winter melt. Similar deficits in snow in the forest to the leeward of openings and excess in the windward forest margin have recently been reported (Anderson, Rice, West, 1958 b); the maximum differences occurred on south slopes which were directly exposed to prevailing south and southwest winds. We conclude that in comparing the effects of cut forest with uncut forests on snow, the forest opening and adjoining timber areas must be studied as a whole.

3.2 Logging Effects on Snow

3.2.1 Strip Cutting

Strip cutting removed all of the timber—about 85,000 board feet per acre. The cut strip ran northwest—southeast, at right angles to the prevailing southwest winds. At the time of maximum snow accumulation, snow piled up in the cut strip. On the strip 350 feet wide there was 7 inches more snow water than in the forest to windward, and about 12 inches more than in the forest margin to leeward (Figure 3). On the

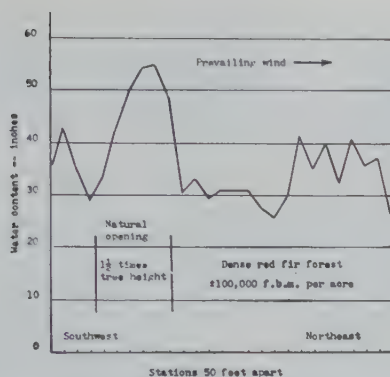


Fig. 2. — Snow water content. — Swain Mountain Experimental Forest April 9, 1958.

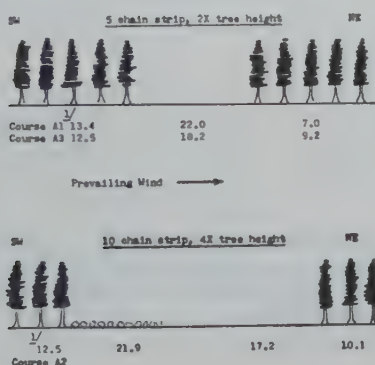


Fig. 3. — Effect of Strip Cutting on Snow Accumulation. — Swain Mountain Experimental Forest April 2, 1959.

strip 700 feet wide, there was also 7 inches more water than in the forest to windward, and about 9 inches more than to leeward.

3.2.2 Block Cutting

Block cutting had less effect than strip cutting on maximum snowpack at Swain Mountain; there were 5.1 inches more water in the 17-acre cut block than in the uncut forest. This stand had smaller trees, and the block cutting removed about 45,000 board feet per acre.

3.2.3 Commercial Diameter-Limit Cutting

Commercial selection-cutting on the Onion Creek area removed 35,000 board feet per acre from a virgin stand of 37,000 board feet. Cutting increased snow water at the time of maximum accumulation by 7.1 inches in 1958 (Table 2).

TABLE 2

Logging effects on snow accumulation and melt, Onion Creek Experimental Forest, 1958 and 1959

Year and treatment	Jan. 17	Feb. 28	Apr. 25	May 6	May 27	June 20
<i>Water equivalent — Inches</i>						
1958						
Forest uncut	10.0	27.5	51.2	43.5	24.6	1.7
Forest cut	13.0	33.1	58.3	48.4	23.2	1.1
Difference	+ 3.0	+ 5.6	+ 7.1	+ 4.9	— 1.4	— 0.6
				Mar. 9	Apr. 6	May 7
<i>Water equivalent — Inches</i>						
1959						
Forest uncut				20.1	15.5	7.7
Forest cut				26.4	21.5	6.8
Difference				+ 6.3	+ 6.0	— 0.9

TABLE 3

Summer soil-moisture losses, soil 48 inches deep, 1958 and 1959

Area and treatment	Logged		Unlogged		Difference	
	1958	1959	1958	1959	1958	1959
			<i>Inches</i>			
SWAIN MOUNTAIN						
Strip-cut	3.4	3.6	6.6	7.7	3.2	4.1
Block-cut	4.6	5.8	7.3	9.2	2.7	3.4
ONION CREEK						
Commercial selection	7.5	8.2	8.4	9.0	0.9	0.8

The corresponding increase in 1959, with about one-half the precipitation, was 6.3 inches. Snowmelt in the cut area was faster, so there was slightly more snow, 0.6 inches, left in June 1959 in the uncut forest than in the cut area. The difference at the last spring snow measurement in 1959 was nearly identical, 0.9 inches more water in the uncut forest.

3.2.4 *Slash Disposal Effects on Snow*

Results obtained at Swain Mountain Experimental Forest during the winter of 1958 and spring of 1959 indicated that the method of slash disposal had an effect on the amount of water that is yielded from snow. Along snow Course A1 (Figure 3) the slash was piled and burned. On course A3 and Course A2, which extended from the forest into a natural opening occupied by low rabbit brush and then continued across the cut strip, the slash was left as it fell.

Most snow water was left in the area where the slash was piled and burned. Points with equal tree cover to the north and south under the two conditions of slash disposal, were compared. Snow water left on May 4, 1959, was :

Slash treatment	Water left in snowpack
	Inches
Piled and burned	4.2
Left where it fell	0.5

It is reasoned that slash left on the ground increases snowmelt during that period when snow shallowly covers the slash. Solar radiation penetrates the snow, is absorbed by the slash, and speeds the melting of the snowpack. Removal of the slash can thus delay snowmelt.

3.3 *Summer Water Losses*

Summer water losses were taken as the difference between stored soil moisture at the end of spring snowmelt (field capacity) and at the beginning of the winter storms. To this loss was added summer precipitation, which was also lost through evaporation. Soil moisture was measured at 10 to 25 points at each site at depths of 3, 6, 9, and 18 inches, and then at 1-foot intervals to bedrock ⁽²⁾.

From July through September 1958 temperature was about 0.7° F above normal, and precipitation was from 1.2 to 1.5 inches above average. From June through September 1959 temperature averaged 1.3° F above normal, and precipitation was 1.2 inches above average.

3.3.1 *Strip cutting* saved water by reducing summer soil-moisture losses. In soil 48 inches deep the saving was 3.2 inches in 1958 and 4.1 inches in 1959 (Table 3). In the deepest soil, 90 inches deep, the strip cutting saved 4.6 inches of water in 1958 and 7.8 inches in 1959. Fall soil moisture deficit was, of course, correspondingly less in the logged areas.

⁽²⁾ Soil moisture values taken with the radioactive probe at the shallow depths of 3, 6 and 9 inches are low because part of the neutrons escape into the air. The readings from these depths were corrected from the data in Figure 5 of «Notes on Neutron Soil Moisture Conference», U.S. Dept. Agric., Agric. Research Service, Lompoc, California, October 28-29, 1958.

TABLE 4

Logging effects on water balance, Swain Mountain and Onion Creek Experimental Forest, April 15, 1958 — April 14, 1959 ⁽¹⁾

ITEM	FOREST CONDITION					
	Strip Cut		Block Cut		Commercial Cut	
	Logged	Unlogged	Logged	Unlogged	Logged	Unlogged
FOREST COVER - PERCENT Hemispherical cover (Hc)	42	87	49	79	63	82
WATER BUDGET - INCHES Total precipitation	46.15				47.08	
<i>Winter and spring Precipitation</i>	38.1	38.1	38.1	38.1	41.1	41.1
Interception losses ⁽²⁾	0.4	3.8	0.9	3.2	2.1	3.7
Evapotranspiration ⁽³⁾	0.9	2.9	1.2	2.5	1.8	2.7
<i>Summer</i>						
Precipitation	6.9	6.9	6.9	6.9	4.7	4.7
Soil moisture losses ⁽⁴⁾	3.4	6.6	4.6	7.3	7.5	8.4
<i>Fall</i>						
Precipitation	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3
Total losses	12.8	21.4	14.8	21.1	17.4	20.8
Water yield	25.3	16.7	23.3	17.0	23.7	20.3
Difference	8.6		6.3		3.4	

⁽¹⁾ Seasonal delineation : Winter and spring = Apr. 15 - May 31, 1958; Nov. 1, 1958 - Apr. 14, 1959. Summer = June 1 - Aug. 31, 1958. Fall = Sept. 1 - Oct. 31, 1958. Differences in snowpack on April 15, 1958 and April 14, 1959 not included in yield — add 25 inches for Swain Mt. and 32 inches for Onion Creek.

⁽²⁾ Winter and spring estimated from : Interception loss = $0.2 \times \text{Precipitation} \times [(Hc - 37)/100]$.

⁽³⁾ Estimated from Evaporation (E) plus Transpiration (T), where $E = 1.5 (1 - Hc/100)$ and positive values only of $T = 6 [(Hc - 42)/100]$.

⁽⁴⁾ For soil 48 inches deep.

3.3.2 *Block cutting* was slightly less effective than strip cutting in reducing water loss. Savings were 2.7 inches for a 48-inch-deep soil in 1958, and 3.4 inches in 1959 (Table 3).

The commercial cut had a small effect on soil moisture losses during the first three summers after logging. Savings of 0.9 inches were measured in 1958 and 0.8 inches in 1959 (Table 3), and a similar difference was indicated in 1957 when gravimetric soil sampling was used.

3.4 *Water Yield*

These data on snow accumulation, snowmelt, and soil-moisture losses can be used in making some first estimates of expected differences in water yield resulting from logging. The methods were similar to those of Wilm and Dunford (1948). In making these estimates, we supplemented our data with snow evaporation data from Kittredge (1953) and West and Knoerr (1959), and with snow interception measurements of Rowe and Hendrix (1951) and West and Knoerr (1959).

Water yields under logged and unlogged conditions at Swain Mountain and Onion Creek for the year starting April 15, 1958 are compared in Table 4. They were obtained from the usual water balance equation : yield is equal to precipitation minus interception and evapotranspiration. Summer and fall precipitation occurred in storms too small to cause surface runoff or percolation so were counted as losses. Yearly precipitation at the three sites was almost the same, 46 to 47 inches, so differences in water losses attributable to the logging methods can be compared. We see that water yield increased with each of the logging methods, the increases ranging from 3 to almost 9 inches. The strip cut was the most effective in saving water ; the block cutting next, and the commercial cut least.

3.4.1 *Slash Disposal Effects on Summer Water Losses*

Losses of water from the soil in summer of 1959 at the Swain Mountain Experimental Forest were measured under two slash disposal methods. Soil moisture and precipitation losses in the cut strip in the period June 1 to October 28, 1959 are compared :

Slash Treatment	Soil Moisture Loss	Summer Precipitation	Total loss
	Inches		
Piled and burned	3.2	0.5	3.7
Left where it fell	3.8	0.5	4.3

Combined interception loss and evaporation from the soil was slightly less in the bare soil area. In other years the magnitude of summer losses will depend upon the amounts and time of occurrence of the summer precipitation, and upon the evaporation rate.

3.4.2 *Brush Removal Effects on Summer Water Losses*

At the Sagehen Creek study area, summer soil-moisture losses and losses of precipitation for a 4-foot soil depth were :

Condition	Year	Soil Moisture	Summer Precipitation	Loss
		Inches		
Brush cleared, site planted to pine	1958	1.1	1.4	2.5
	1959	1.7	2.7	4.4
Brush, uncleared	1958	3.7	1.4	5.1
	1959	4.9	2.7	7.6
Difference	1958	2.6	—	2.6
	1959	3.2	—	3.2

Savings of water by brush removal amounted to 2.6 inches in 1958 and 3.2 inches in 1959. As the young trees grow we can expect this difference to diminish.

4. CONCLUSIONS

First year results show that all three methods of logging—strip cutting, block cutting, and commercial selection cutting—increased maximum snow accumulation and decreased annual water losses.

At maximum snowpack there was an average of 8 to 10 inches more water in 350- and 700-foot wide cut strips than in the adjacent uncut forest; the block-cut and commercial diameter-limit-cut areas had 5 to 7 inches more than the uncut forest.

Snowmelt rate in spring was greater in the commercial cutting area than in the uncut. Small amounts of snow remained longer in the uncut forest.

The presence of logging slash in a cut-over area increased the rate of snowmelt in spring; it also slightly increased water losses during the summer.

Summer moisture losses from soil 48 inches deep were reduced by logging, the 2-year average reductions being 3.6 inches by strip cutting, 3.0 inches by block cutting, and 0.8 inches by the commercial cutting.

Annual yield of water from precipitation of 46 to 47 inches was estimated to be increased by 8.6 inches in strip cut areas, by 6.3 inches in block cut areas, and by 3.4 inches under commercial cutting.

Removing the brush and planting the site to small pines saved an average of 2.9 inches of summer water losses annually during the first 2 years in soil 48 inches deep.

Reduced soil moisture losses account for roughly half of the water saving in the commercial, strip, and block cuts, and where brush was removed. The increases in soil moisture carried over will result in greater water yields with the first winter melt. Sometimes this soil moisture may contribute to late fall floods because less precipitation will be required to raise soil moisture above field capacity, the point at which subsurface flow begins. Thus, if we cut timber to get more water, we may get some of the water when we don't want it.

Can other treatments designed specifically to give greater water yield or delay yield longer improve on these results? Other studies are under way to develop and test «better» methods.

ACKNOWLEDGEMENTS

The help of Donald T. Gordon, David C. Maul, and Oscar E. Stark in designing and conducting the treatments and in collecting the snow measurements at Swain Mountain, and of Leonidas Liacos in analyzing the soil moisture data is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- ANDERSON, Henry W., 1956 Forest-cover effects on snowpack accumulation and melt, Central Sierra Snow Laboratory. *Trans. Amer. Geophys. Union* 37 (3) : 307-312.
- , 1958. Progress in snow management research in California. 26th *Ann. Proc. Western Snow Conference*, pp. 12-21.
- and GLEASON, Clark H., 1959. Logging effects on snow, soil moisture, and water losses. 27th *Ann. Proc. Western Snow Conf.*, pp. 57-65.
- , RICE, Raymond M. and WEST, Allan J., 1958 a. Forest shade related to snow accumulation. 26th *Ann. Proc. Western Snow Conference*, pp. 21-31.
- , RICE, Raymond M. and WEST, Allan J., 1958 b. Snow in forest openings and forest stands. *Proc. Soc. Amer. Foresters*, pp. 46-50.
- CHURCH, J.E., 1912. The conservation of snow : Its dependence on forest and mountains. *Sci. Amer. Sup.* 74 : 145, 152-55.
- KITTREDGE, Joseph, 1953. Influence of forest on snow in the ponderosa-sugar pinefir zone of the central Sierra Nevada. *Hilgardia* 22 : 1-96.
- NEEDHAM, Paul R. and JONES, Albert C., 1959. Flow, temperature, solar radiation, and ice in relation to activities of fishes in Sagehen Creek, California. *Ecology* 40 (3) : 465-474.
- NELSON, Robert E., 1957. Soil-vegetation survey of a Central Sierra Snow Zone watershed. Calif. For. and Range Expt. Sta. Misc. Paper 21, 43 pp.
- ROWE, PERCY B. and HENDRIX, T.H., 1951. Interception of rain and snow by second-growth ponderosa pine. *Trans. Amer. Geophys. Union* 32 (6) : 903-908.
- WEST, Allan J. and KNOERR, Kenneth R., 1959. Water losses in the Sierra Nevada. *Jour. Amer. Water Works Assn.* 51 (4) : 481-488.
- WILM, H.G. and DUNFORD, E.G., 1948. Effect of timber cutting on water available for stream flow from a lodgepole pine forest. *U.S. Dept. Agric. Tech. Bull.* 968. 43 pp. illus.

ÉCOULEMENT PROVENANT DE LA COUVERTURE NEIGEUSE

Louis SERRA
(France)

RÉSUMÉ

Lorsque la température est suffisamment basse, les précipitations tombent sous forme de neige qui au lieu de s'infiltrer, demeure plus ou moins longtemps sur le sol et donne un écoulement différé.

Cette note passe en revue les causes de fusion de la neige, et indique comment il est possible par la connaissance de deux paramètres : les précipitations et la température, de procéder au contrôle hydrologique à l'échelle mensuelle de l'écoulement dû à la couverture neigeuse.

Ce contrôle est facilité par l'utilisation d'abaques. Les vérifications effectuées ont donné des résultats satisfaisants.

SUMMARY

When the temperature is low enough the precipitations fall on the ground in the form of snow which instead of filtering, remains on the ground during a more or less long period of time and gives a lagged run-off.

This paper reviews the causes of the melting of the snow and indicates how it is possible, when the two parameters : precipitations and temperature, are known to achieve the hydrological monthly control of the run-off resulting from the snow-cover.

The use of graphs makes this control easier. The verifications lead to satisfactory results.

Lorsque, au cours d'une période déterminée, il tombe sur le sol une certaine quantité d'eau, une partie de cette eau s'évapore, une autre s'infiltrer et va alimenter les nappes profondes pour se retrouver dans l'écoulement des périodes ultérieures, le reste enfin ruisselle vers les points bas du bassin.

Lorsque la température est suffisamment basse, les précipitations arrivent au sol sous forme de neige, qui au lieu de se comporter comme l'eau, demeure plus ou moins longtemps sur le bassin et donne un *écoulement différé*.

C'est ce mode particulier d'écoulement que l'on étudiera ici.

Une telle étude entre dans le cadre général du « contrôle hydrologique d'un bassin versant ». Mais on précisera d'abord dans quel sens et par quels moyens il convient de la mener.

Un bassin versant peut, quelle que soit son étendue, être considéré comme un ensemble fermé, une sorte d'éponge à travers laquelle se font sans cesse des échanges d'eau. Etablir le bilan hydrologique c'est déterminer, au cours d'une période dont on s'est fixé le début et la fin, quelle quantité de liquide entre dans le système et quelle quantité en sort.

Ce n'est point là une besogne facile. Tous les hydrologues savent par expérience combien les facteurs conditionnels du débit sont multiples et combien il est difficile de pouvoir toujours les isoler et les mesurer. Ils savent aussi à quel point leurs effets peuvent être variables dans le temps, dans l'espace et suivant la façon dont ils interfèrent les uns sur les autres.

Devant une telle complexité tout l'art de l'hydrologue doit consister à *savoir tenir le juste milieu entre une simplification excessive et une minutie poussée à l'extrême*.

Une trop grande simplification peut en effet cacher l'effet de certains facteurs : c'est ainsi qu'un usage immodéré des moyennes peut parfois masquer la réalité profonde d'un phénomène. Mais un raffinement excessif est au moins aussi dangereux ;

il exige des données expérimentales dont on ne disposera malheureusement pas toujours et leur absence laisse une trop grande latitude dans le choix des hypothèses émises pour les remplacer.

1. — *Le nombre des paramètres* à utiliser pour le contrôle hydrologique d'un bassin doit donc être limité. Si l'on met à part ceux qui caractérisent son état physique et géologique — et qui sont en fait des « constantes du bassin » — deux paramètres seulement peuvent être considérés comme essentiels : ce sont les précipitations recueillies et la température, paramètres d'ailleurs indépendants l'un de l'autre.

La simplification consistera à négliger tous les autres facteurs, soit parce qu'ils se trouvent en corrélation suffisamment étroite avec l'un des deux facteurs essentiels, soit parce que leur influence — susceptible de prendre parfois une certaine importance dans quelques cas spéciaux ou pour des études très particulières — n'intervient plus qu'au second ordre dans le contrôle hydrologique.

2. — Un second point sur lequel doit se porter l'attention est la *longueur de la période* soumise au contrôle.

Il est certaines études générales où une vue d'ensemble sur l'hydraulicité d'un bassin peut suffire : c'est l'égalité des « conditions aux limites » qui détermine en pareil cas la longueur de la période. Cela signifie que l'on aura pris comme début et fin de cette période des instants tels que les apports emmagasinés antérieurement dans le bassin et qui participent à l'écoulement soient égaux à la quantité d'eau retenue dans le sol et qui ne s'écoulera que plus tard. Le contrôle à l'échelle annuelle en est l'exemple-type.

Mais pour les applications courantes ce n'est pas cette image, en quelque sorte figée, du bilan de l'eau qui intéresse l'utilisateur. Qu'il s'agisse d'eaux de surface ou d'eaux souterraines, ce qu'il désire c'est connaître à tout moment les ressources dont il pourra disposer.

Cela ne veut cependant pas dire, en prenant l'expression dans un sens trop strict, que seul le contrôle « instantané » — ou tout au moins journalier — soit à envisager : on en connaît d'ailleurs l'extrême complexité. Dans la pratique il suffira, et c'est ce qu'on fait habituellement de s'en tenir à une échelle intermédiaire entre l'année et le jour, en l'occurrence le mois. C'est d'ailleurs l'échelle mensuelle qui s'est révélée la plus accessible aux évaluations que peuvent pratiquer les hydrologues.

Notre étude de ce mode particulier d'écoulement qu'est celui dû à la fonte de la couverture neigeuse s'appuiera sur les principes de base qui viennent d'être rappelés. Elle doit éviter une trop grande complexité qui n'apporterait d'ailleurs qu'un supplément d'information illusoire; elle doit aussi être pratique pour pouvoir répondre aux demandes de l'utilisateur. Ce qui nous conduit à :

- la considération de deux seuls paramètres : les précipitations et la température
- l'utilisation du mois comme période élémentaire d'étude.

* * *

1. LA FUSION DE LA NEIGE

Les causes de fusion de la neige sont, dans l'ordre d'importance décroissante :

- la radiation du soleil et du ciel;
- la convection et la conduction de l'air;
- et en dernier lieu les chutes de pluie à température positive sur le manteau neigeux.

La percolation dans la neige de l'eau de fusion superficielle ne devient possible que lorsque la neige est à la température de fusion, on peut dire de façon imagée

lorsqu'elle est « mûre ». Elle atteint alors sa capacité maximum de rétention d'eau en suspension. Lorsque ce point est dépassé elle commence à perdre son eau.

L'eau de fusion coule naturellement vers le bas. En raison de la capillarité c'est-à-dire de l'adhésivité de l'eau à travers les cristaux de glace il y a retard entre le moment où le sommet de la couche commence à fondre et celui où les gouttes apparaissent à la surface du sol.

Si la température dans la neige est négative l'eau gèle à nouveau et forme des croûtes intérieures. Si au contraire on a atteint le point de fusion, les gouttes continuent leur mouvement vers le bas même si la fusion en surface a cessé. C'est ce qui amorce l'écoulement. Si enfin la température à l'intérieur de la masse neigeuse augmente encore, la porosité croît, le pouvoir capillaire décroît d'où une fonte rapide de l'ensemble.

Ainsi : au début de la fonte la vitesse à laquelle l'eau atteint le sol est plus lente que la vitesse de fusion, à la fin la vitesse d'arrivée au sol est plus rapide que la vitesse de fusion.

Supposons donc qu'après une chute de neige il se produise un réchauffement de l'atmosphère. Pendant les heures où la température de l'air est supérieure à 0° la neige fond en surface en produisant une quantité d'eau proportionnelle à : $\varphi \cdot T$.

(φ étant la constante de fusion de la neige que l'on peut exprimer en millimètres d'eau obtenus par degré — jour positif, T le total de la température positive en degré - jours pendant la période considérée, ici le mois).

Si la température dans la masse neigeuse est voisine de 0°, la majeure partie de l'eau de fusion, comme on l'a vu, arrive au sol. Désignons par I la capacité d'infiltration du sol c'est-à-dire la vitesse à laquelle l'eau peut pénétrer (cette vitesse est variable suivant la nature du sol et sa température) et F la vitesse de fonte.

Si $I > F$ le sol peut absorber tout ce qui lui est fourni par la fusion : cette eau ira alimenter les couches profondes.

Si $I < F$ il ne rentrera dans le sol que la quantité correspondant à I . L'excédent $F-I$ s'accumule à la base dans la zone de contact entre la neige et le sol et par la pente s'écoulera superficiellement pour venir s'ajouter au débit liquide du cours d'eau.

* * *

Tel est, brièvement résumé, le mécanisme de fusion du stock de neige. Il s'agit d'appliquer maintenant ces données de base au contrôle hydrologique à l'échelle mensuelle d'un bassin recouvert en totalité ou en partie d'un manteau neigeux.

1.1. Constitution du stock neigeux

Les pluviomètres répartis sur le bassin et qui permettent de tracer les isohyètes d'où l'on déduit la « précipitation mensuelle sur le bassin » n'indiquent pas toujours si la précipitation est tombée sous forme liquide ou solide. Il sera donc nécessaire de déterminer dans le total mensuel le pourcentage de neige et d'eau s'il n'est pas indiqué sur les feuilles d'observation.

Cela ne peut se faire que si l'on connaît « la température du bassin ». Précisons donc tout d'abord ce qu'il faut entendre par là.

La température est essentiellement fonction de l'altitude. Si l'on décompose le bassin en tranches d'altitude successives comprises entre Z_1Z_2 , Z_2Z_3 ... etc., toutes de même épaisseur dz , chaque tranche peut être caractérisée par sa surface s et sa température θ . La température du bassin (de superficie totale S) est définie par :

$$T = \frac{1}{S} \sum s \cdot \theta$$

En raison de la régularité de la décroissance de la température avec l'altitude (la courbe de variation peut être assimilée à un élément de droite entre les altitudes inférieure et supérieure du bassin) la « température du bassin » sera définie plus simplement : c'est celle que l'on observerait à une station située exactement à l'altitude médiane de bassin c'est-à-dire une altitude telle que l'on ait égalité des surfaces au-dessus et au dessous.

Supposons donc que l'on connaisse, pour un mois déterminé et à l'altitude médiane du bassin, la moyenne m des températures minima journalières et la moyenne M des températures maxima

— si $m \geq 0$ la température de tous les jours du mois a été positive, toutes les précipitations sont tombées sous forme liquide, et le pourcentage de neige ou indice mensuel de niviosité est :

$$\eta \% = 0 \% \quad (\text{fig. 1a})$$

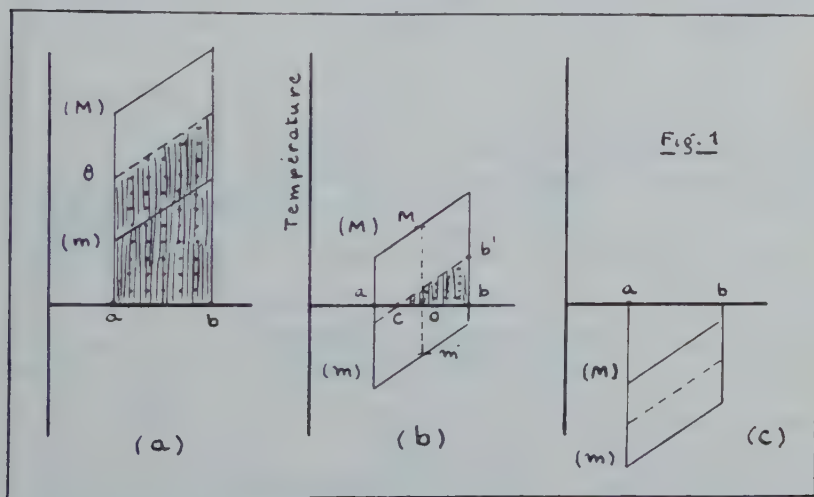
— si $m < 0$ et $M > 0$ (fig. 1b) on aura, en supposant une répartition régulière des précipitations dans le mois :

$$\eta \% = \frac{0 m}{M m} = \frac{m}{\Delta}$$

Δ étant l'écart absolu entre les valeurs de M et m .

— si enfin $M < 0$ (fig. 1c) toutes les précipitations sont solides et :

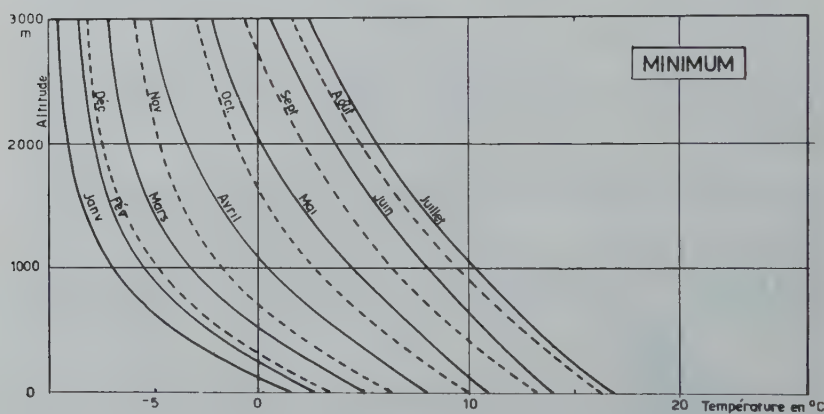
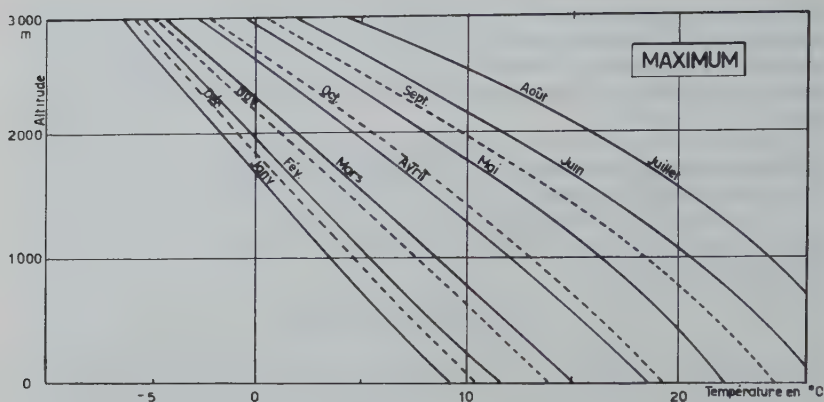
$$\eta \% = 100 \%$$



Ce qui précède suppose que l'on connaît chaque mois les valeurs de m et de M . Ce n'est malheureusement pas toujours le cas. Il est cependant possible de remédier à cet inconvénient et cela grâce à la régularité que l'on peut observer dans la répartition au cours des douze mois de l'année des températures mensuelles moyennes en fonction des maxima et minima mensuels moyens et de la température annuelle moyenne (ou ce qui revient pratiquement au même : de l'altitude).

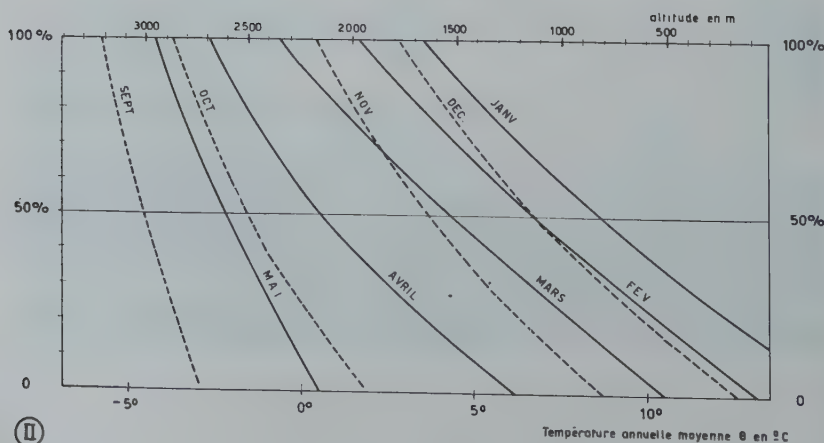
Les graphiques I donnent pour chaque mois les valeurs moyennes de m et M en fonction de l'altitude. On en déduit la valeur correspondante de Δ (écart absolu

TEMPÉRATURES MENSUELLES MOYENNES



I

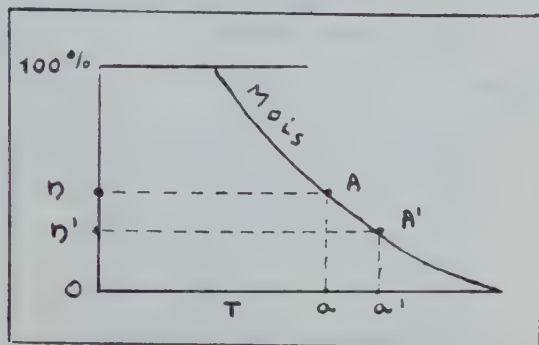
INDICE MENSUEL de NIVOSITE



II

entre M et m) d'où finalement l'indice de niviosité η %, d'après la relation précédemment établie. L'abaque II permet la lecture directe de η .

D'après la façon même dont il a été établi cet abaque n'est en principe valable que dans le cas où les températures de l'année ou du mois considérés sont « normales ». Lorsqu'on opère sur des années ou des mois réels il existe en général des écarts positifs ou négatifs avec les températures normales. Il conviendra en ce cas de prendre la précaution suivante :



A l'altitude médiane du bassin correspond pour le mois considéré le point A donnant l'indice de niviosité « normal » η %. On fera glisser sur la ligne caractérisant le mois le point A jusqu'en A' tel que aa' soit égal à l'écart constaté entre la température réelle du mois et la température normale, et on lira en face de A' l'indice réel η' correspondant.

1.2. Fusion du stock neigeux

1.2.1. La quantité d'eau de fusion est, comme on l'a vu, proportionnelle au nombre de degrés-jours positifs du mois, que nous appellerons degrés-mois positifs et qu'il s'agit maintenant d'évaluer.

En reprenant les figures 1a, b, c, on pourra admettre que :

— si $m \geq 0$ le nombre de degrés-jours positifs du mois est égal à la surface hachurée c'est-à-dire à $30 \cdot \theta$ (θ désignant la température moyenne du mois $\frac{(m + M)}{2}$).

— si $m < 0$ et $M > 0$ le nombre de degrés-jours positifs du mois se réduit à la surface du triangle cbb' c'est-à-dire tous calculs faits à :

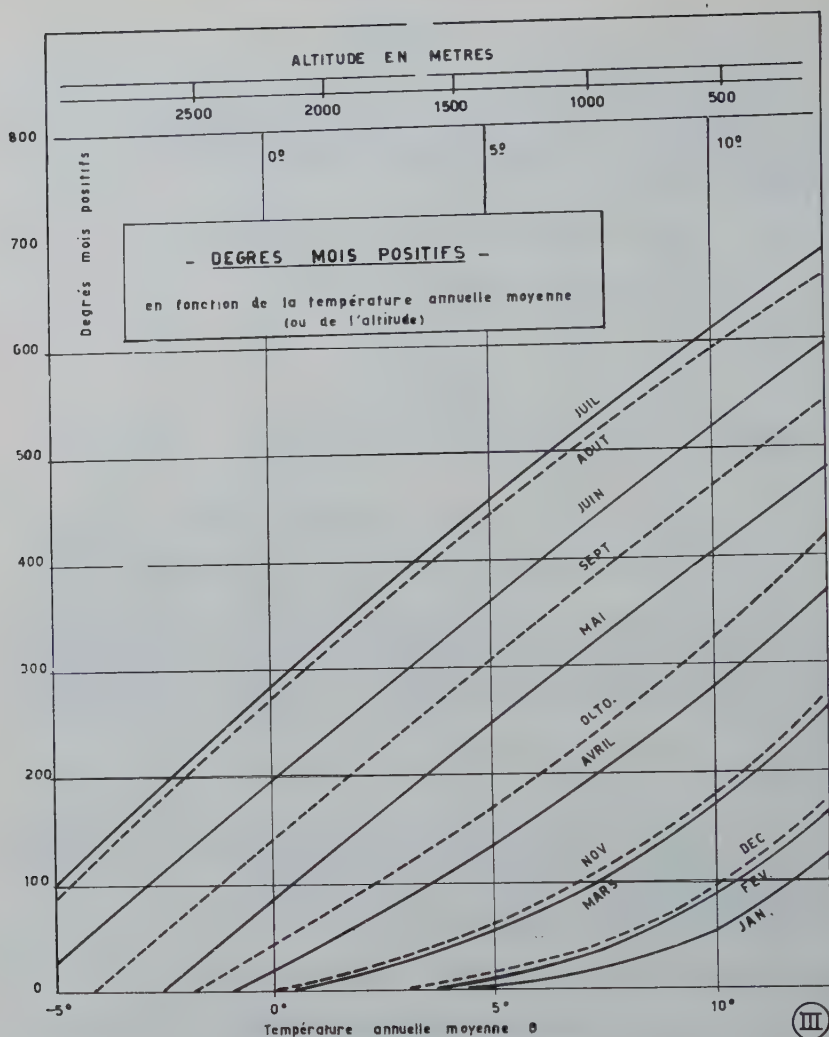
$$\frac{30}{2} \cdot \frac{M^2}{A}$$

— si $M < 0$ ce nombre devient égal à 0.

Les résultats des calculs effectués suivant ce principe sont rassemblés sur l'abaque III qui doit être utilisé avec les mêmes précautions que l'abaque II lorsque la température réelle du mois considéré s'écarte de la température normale.

1.2.2. Le nombre de degrés-mois positifs étant ainsi déterminé il reste à le multiplier par φ , constante de fusion de la neige pour avoir la quantité d'eau fondue pendant le mois.

Théoriquement ce que l'on appelle la « constante de fusion » dépend d'un certain nombre de facteurs. Elle est en particulier proportionnelle à : $1 - a$ (a étant l'albedo).



Des mesures expérimentales ont montré que dans la généralité des cas :

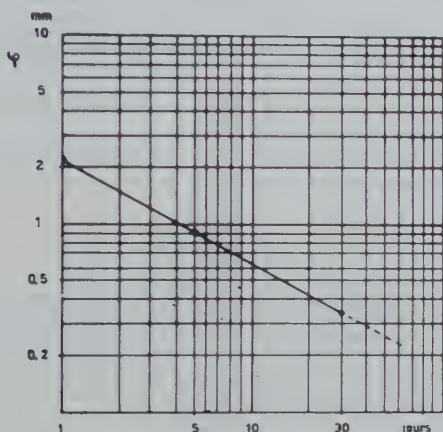
- après les premières chutes de neige et avant la période de grosse fonte a varie de 80 à 65 %.
- en période de fonte, α varie de 70 à 45 %. Lorsque la couche de neige se trouve réduite à une faible épaisseur la décroissance de l'albedo est encore plus rapide : de 40 à 15 %.

On ne peut tenir compte de toutes ces variations dans un contrôle hydrologique à l'échelle mensuelle. Il faudra donc se limiter à des valeurs « moyennes » de φ intégrant tous les facteurs qui entrent en jeu. Mais avant de donner des chiffres nous précisons le point suivant.

A la lecture des résultats publiés par divers expérimentateurs on est, à première vue un peu dérouté par la variété des valeurs données pour φ . En réalité les uns parlent de fusion journalière (parfois même horaire) les autres de fusion globale pendant des périodes allant de quelques jours au mois.

Or, il est certain qu'à température positive totale égale ce qui peut fondre en x jours n'est pas égal à x fois ce qui fondrait en un jour, mais inférieur. Cela est dû à la non-uniformité de la température pendant toute la période : à des journées plus chaudes donc de fonte active succèdent des périodes de refroidissement relatif pendant lesquelles l'eau accumulée dans le réseau capillaire du manteau neigeux regèle et forme des lentilles de glace qui pour fondre auront besoin d'un plus grand nombre de calories.

Le report sur un même graphique des divers résultats expérimentaux publiés permet de constater (voir graphique ci-dessous) la décroissance linéaire, en coordonnées logarithmiques, de la constante de fusion φ en fonction de la longueur de période en jours.



La valeur la plus communément admise est pour la fusion *journalière* :

$\varphi = 2,25$ mm d'eau de fusion par degré-jour centigrade positif (ou : 0,05 inches par degré-jour Fahrenheit positif)

Dans un contrôle à l'échelle mensuelle, tel qu'il est envisagé ici la valeur à prendre pour φ sera d'après le graphique ci-dessus :

$\varphi = 0,35$ mm par degré-jour centigrade positif pendant le mois (c'est-à-dire par degré-mois positif).

Pour tenir compte enfin des variations de φ avec l'albedo il conviendra d'apporter les corrections complémentaires rappelées en début de paragraphe ce qui conduit finalement à adopter comme valeurs « moyennes » à l'échelle mensuelle :

— en début de fonte (pratiquement le premier mois)

$\varphi = 0,25$ mm par degré-mois positif.

— en période de fonte normale : 0,35 mm

— en fin de période, c'est-à-dire le dernier mois : 0,45 à 0,50. mm

1.2.3. Effet de la pluie sur la couverture neigeuse

La chaleur latente de fusion de la glace pure est de 80 calories/gr. Or, la neige n'est pas composée seulement de cristaux de glace mais aussi de parcelles d'eau, venant de la fusion des couches supérieures ou des précipitations liquides ayant pénétré dans le réseau capillaire de la couche neigeuse.

La quantité de chaleur nécessaire à la fusion est donc inférieure à 80 cal/gr. Si une neige contient par exemple p % de glace — et donc $(1 - p)$ % d'eau — la chaleur nécessaire pour la fusion sera : $p/100 \cdot 80$ cal/gr.

Considérons donc une couche de neige, qui à un instant déterminé, a les caractéristiques suivantes :

Épaisseur : D (exprimée en centimètres)

Teneur en glace : p %

Densité ϱ (en moyenne pour une couche en place ϱ est de l'ordre de 0,40 à 0,45)

Température : T_N (température négative).

S'il pleut sur cette couche de neige (gouttes de pluie à température positive T) on peut se demander quelle sera la hauteur de précipitation nécessaire (en millimètres) pour provoquer la fusion de la couche. C'est un simple problème d'échanges calorifiques.

— Si la température T_N de la couche de neige est bien inférieure à 0° et la hauteur de précipitation liquide faible par rapport à la hauteur d'eau équivalente de la couche en place, pas de fusion : la pluie se congèle et augmente la densité de la neige et son tassement.

— Si la masse de neige est à température voisine de 0° la pluie pénètre comme l'eau de fonte et avec les mêmes effets.

Pour que la masse fonde en totalité il faut que la hauteur de pluie liquide H_{mm} et sa température T positive soient telles que :

$$D \cdot \varrho \cdot 80 \cdot \frac{P}{100} = \frac{H}{10} \cdot T$$

C'est -à-dire avec les unités choisies et en prenant par exemple comme valeurs moyennes : $\varrho = 0,40$ et $p \% = 70$ %.

$$H^{mm} = \frac{D^{mm} \cdot 225}{T}.$$

(Pour fixer les idées une pluie de 100 mm tombant en 1 jour sur un sol enneigé par une température de l'ordre de 10° fait fondre 4 cm environ de couche de neige soit 17,5 mm d'équivalent en eau.

La température elle-même provoque d'autre part la fusion directe de :

$$2,25 \times 10 = 22,5 \text{ mm d'eau.}$$

Soit au total : 40 mm d'eau.

Autrement dit la pluie « effective » a augmenté de 40 %, valeur qui aurait été portée à 60 % par une température de 15° . Cette augmentation explique certaines crues importantes de printemps.

2. CAPACITÉ D'INFILTRATION DANS LE SOL

Elle varie avec la nature du terrain mais plus encore avec la température. Dans un sol complètement gelé l'infiltration est nulle; mais c'est le cas extrême que l'on n'observe qu'à très haute altitude ou dans des pays à climat très rigoureux.

Les informations que l'on possède « pour des conditions habituelles » c'est-à-dire celles de nos régions tempérées de l'Europe Occidentale, sont encore assez fragmentaires et l'on ne peut donner pour l'instant que des ordres de grandeur.

C'est ainsi que pour la terre végétale ordinaire — qui constitue la majorité des sols de nos bassins versants — la vitesse d'infiltration qui est d'environ 2,5 mm par heure en été s'abaisse à 0,1 mm/h en hiver. On peut donc admettre, pour la période de fonte qui nous intéresse, une capacité d'infiltration de l'ordre de 2 à 2,5 mm par

jour. Mais ce n'est là, répétons-le, qu'une valeur « moyenne », et de nombreuses observations et études expérimentales sont encore nécessaires pour la préciser.



Nous avons ainsi passé en revue tous les éléments nécessaires pour une étude à la fois simple et pratique de l'écoulement dû à une couverture neigeuse. Cette étude devrait être complétée par un exemple d'application.

Nous n'en présenterons cependant point ici car nous doutons que des hydrologues de toutes les parties du Monde, réunis en Assemblée Générale, soient intéressés par des valeurs numériques relatives aux bassins particuliers de notre pays.

Disons cependant que nous avons effectivement procédé à de telles « applications ». Les résultats obtenus ont été en règle générale satisfaisants et confirment la validité des principes de base énoncés.

BILANS HYDROLOGIQUES DE QUELQUES COURS D'EAU DE L'ITALIE NORD-ORIENTALE

DINO TONINI et UMBERTO PICOZZI

SOMMAIRE

L'analyse du bilan hydrologique concernant quelques bassins typiques des Alpes Orientales, a mis en évidence le fait que les formules employées normalement pour le calcul, en fonction de la température, de l'évaporation, donnent quelque fois des valeurs excessivement élevées par rapport à la marche réelle du phénomène. Cela devrait tenir au fait que les susdites formules n'envisagent pas l'importance réelle des précipitations; c'est pourquoi on a étudié la possibilité d'introduire un terme correctif qui tiendrait compte de cet aspect particulier du phénomène.

Grâce à ces prémisses on a été à même d'examiner avec beaucoup plus de précision le bilan hydrologique des bassins qu'on vient de citer et d'obtenir des données particulièrement intéressantes soit sur la capacité de la part de la nappe d'emmagasiner des quantités d'eau soit sur la périodicité de son remplissage.

SUMMARY

The study of the hydrological balance in typical catchment areas of the Eastern Alps has shown that the formulas normally adopted for calculation, accounting for temperature and evaporation, give figures far higher than the real dimensions of the phenomenon. This may be due to the fact that these formulas do not take account of the actual quantity of precipitation; we have therefore studied the utility of introducing a corrective figure which would take this aspect of the phenomenon into account.

These principles have enabled us to make a more accurate study of the hydrological balance of the drainage areas mentioned, and to obtain interesting data about the storage capacity of the stratum and its periodical filling.

1. REMARQUES D'ORDRE GÉNÉRAL

Pour dresser le bilan hydrologique concernant un bassin donné, il faut examiner les afflux (A), les écoulements (Ec), l'évaporation (E), les quantités d'eau absorbées ou retenues par la nappe ou bien encore retenues par le terrain (N). Cela aboutit au rapport

$$A - Ec - E = N \quad (1)$$

dans lequel A , Ec , E sont le résultat de mesurages, alors que N est déduit du bilan même.

Le mesurage des afflux et des écoulements ne présente pas de difficulté. Il n'en est pas de même pour le mesurage de l'évaporation. En effet, les appareils nécessaires pour cette recherche sont assez rares à cause de leur prix élevé. On a généralement recours au mesurage d'autres grandeurs susceptibles de fournir, après une élaboration convenable, des indications sur le phénomène. Le but général auquel visent les différentes formules existant dans ce domaine, est de déterminer l'évaporation hydrologique résultant des différents phénomènes d'évaporation physique de terrains et de nappes d'eau. On devrait ajouter à cette quantité l'apport de la transpiration qui tient compte des conditions particulières de la végétation et des cultures. La présente étude n'envisage pas toutefois cet aspect du phénomène.

Entre les formules qu'on peut proposer, les plus connues sont : celle de Keller qui fournit l'évaporation annuelle en fonction de la précipitation annuelle; celle de Coutagne toujours en fonction de la précipitation; celle de Thorntwaite qui fournit

l'évaporation mensuelle en fonction de la température correspondante; celle de Serra qui envisage non seulement la température, mais aussi l'humidité relative de l'air. On doit ajouter à ces formules l'abaque de Mayer qui tient compte de la température aussi bien que de la précipitation et enfin la formule de Turc qui prend en considération ces mêmes éléments.

2. EVALUATION DE L'ÉVAPORATION POTENTIELLE

Pour la détermination de l'évaporation on a eu recours aux formules de THORNTHWAITE et de SERRA [1], [2]. Ces formules fournissent des valeurs potentielles de l'évaporation, c'est-à-dire des valeurs qui ne représentent pas la disponibilité hydrique réelle.

La formule de THORNTHWAITE sert à déterminer l'évaporation mensuelle sur la base de la température moyenne mensuelle, de la latitude, c'est-à-dire de la durée théorique de l'insolation et du nombre de jours de chaque mois.

Le calcul de l'évaporation E présuppose, ainsi comme l'on sait, la détermination d'un index mensuel (i) qu'on déduit grâce à la formule

$$i_m = \frac{\theta_m^{1,514}}{5} \quad (2)$$

dans laquelle θ_m représente la température moyenne mensuelle correspondante. Si l'on additionne les index moyens mensuels des onze mois précédents à celui qu'on envisage et l'index de ce même mois on obtient l'index

$$I_m = \sum_{j=(m-11)}^m I_j \quad (3)$$

grâce auquel on peut calculer l'évaporation de chaque mois exprimée en millimètres, sans la correction envisagée pour la latitude

$$E = c \theta_m^a \quad (4)$$

dans lequel a et c sont des fonctions de l'index I suivant les

$$\begin{aligned} a &= 675 \cdot 10^{-9} I^3 - 771 \cdot 10^{-7} I^2 + 177 \cdot 10^{-4} I + 0,498 = \\ &= x^3 - x^2 - 2x + 0,5 \text{ avec } x = \frac{8,8}{10^3} I \end{aligned} \quad (5)$$

$$c = 16 \frac{10^a}{I}; \lg c = \lg 16 + a - \lg I \quad (6)$$

Les valeurs de E qu'on obtient doivent être corrigées sur la base d'un coefficient k , qu'on déduit d'abaques du type reproduit dans la figure 1, afin de pouvoir tenir compte, ainsi qu'on a eu l'occasion de le signaler, de la latitude de l'endroit envisagé.

La formule de THORNTHWAITE présente un inconvénient : elle ne signale pas l'évaporation pour des valeurs de la température mensuelle inférieures ou égales à zéro et elle ne fournit que des résultats douteux même pour ce qui concerne les températures

[1] A. COUTAGNE : Le pouvoir évaporant de l'atmosphère.

Revue Générale de l'Hydraulique — n° 73 — 1956.

[2] L. SERRA : Le control hydrologique d'un bassin versant.

Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Assemblée Générale de Rome (1954).

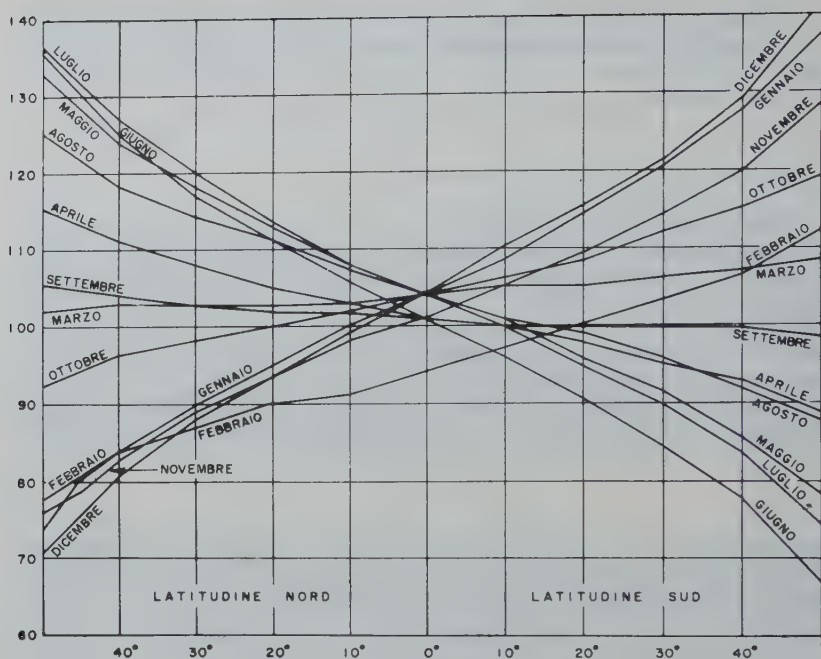


Fig. 1 — Formule de Thornthwaite. Abaque pour la correction de latitude.

positives proches de zéro. Pour obvier à cet inconvénient on peut avoir recours aux travaux de Serra. Cet auteur, en s'appuyant sur la loi de Dalton obtient la relation

$$E = k_1 (1 - \varepsilon) e^{\lambda \theta} \quad (7)$$

qui fournit en millimètres l'évaporation annuelle. Dans cette formule ε indique l'humidité relative et θ (°C) la température.

On déduit aisément de la formule (7) la valeur de l'évaporation mensuelle en établissant l'hypothèse suivant laquelle l'oscillation annuelle de température serait sinusoïdale et son ampleur ne dépasserait pas 15°C. Suivant cette hypothèse on a approximativement

$$E = 22,5 \frac{1 - \varepsilon_m}{0,25} \left(1 - \frac{\tau^2}{1000} e^{0,0004 \theta_m} \right) \quad (8)$$

Dans cette formule ε_m représente l'humidité relative moyenne mensuelle, θ_m la température moyenne mensuelle et τ la demi amplitude de variation des températures mensuelles extrêmes [1].

Pour les bassins envisagés dans cette note on ne pouvait compter que sur peu de mesurages d'humidité; c'est pourquoi on a envisagé des conditions moyennes pour

[1] Les oscillations de température pour les bassins envisagés dans la présente note sont plus amples que celle qui est l'objet de l'hypothèse de Serra du moment qu'elles atteignent même 25°C. Cela fait que les résultats annuels de l'évaporation sont de beaucoup inférieurs (2 — 3 fois) à ceux fournis directement par la formule (7).

l'humidité relative ($\varepsilon_m = 0,75$) et pour l'oscillation de température ($\tau = 18,3^\circ\text{C}$). On a donc obtenu, au lieu de la formule (8) la

$$E = 14,94 e^{0,06640m} \quad (9)$$

Pour les raisons qu'on a eu l'occasion d'exposer plus haut, on juge cette formule valable pour les températures inférieures à 30°C . Pour les températures supérieures on a recours à la formule de THORNTHWAITÉ.



Fig. 2 — Bassin de la Piave avec les bassins partiels du cours supérieur de la Piave et du Boite.

3. EVALUATION DE L'ÉVAPORATION RÉELLE

Le bassin envisagé dans cette note est le bassin de la Piave. On a élaboré surtout les données concernant les bassins partiels du cours supérieur de la Piave, fermé à Ponte della Lasta (357 km^2 , cote moyenne, 1681 m au niveau de la mer), et de celui du Boite fermé à Vodo (323 km^2 cote moyenne 1831 m au niveau de la mer). Pour ces bassins on a envisagé les valeurs totales mensuelles des afflux et des écoulements (exprimées en millimètres) ainsi que les moyennes mensuelles des températures (exprimées en degrés centigrades). Les diagrammes chronologiques s'y rapportant sont reproduits dans les figures 3 et 4.

Le bilan hydrologique de ces bassins porte sur une période suffisamment longue (respectivement 22 et 30 ans). Dans la fin de cette période on a, ainsi qu'en témoigne le tableau I, des résidus négatifs particulièrement sensibles, surtout si on les compare à la partie d'afflux disponible à la suite de l'évaporation.

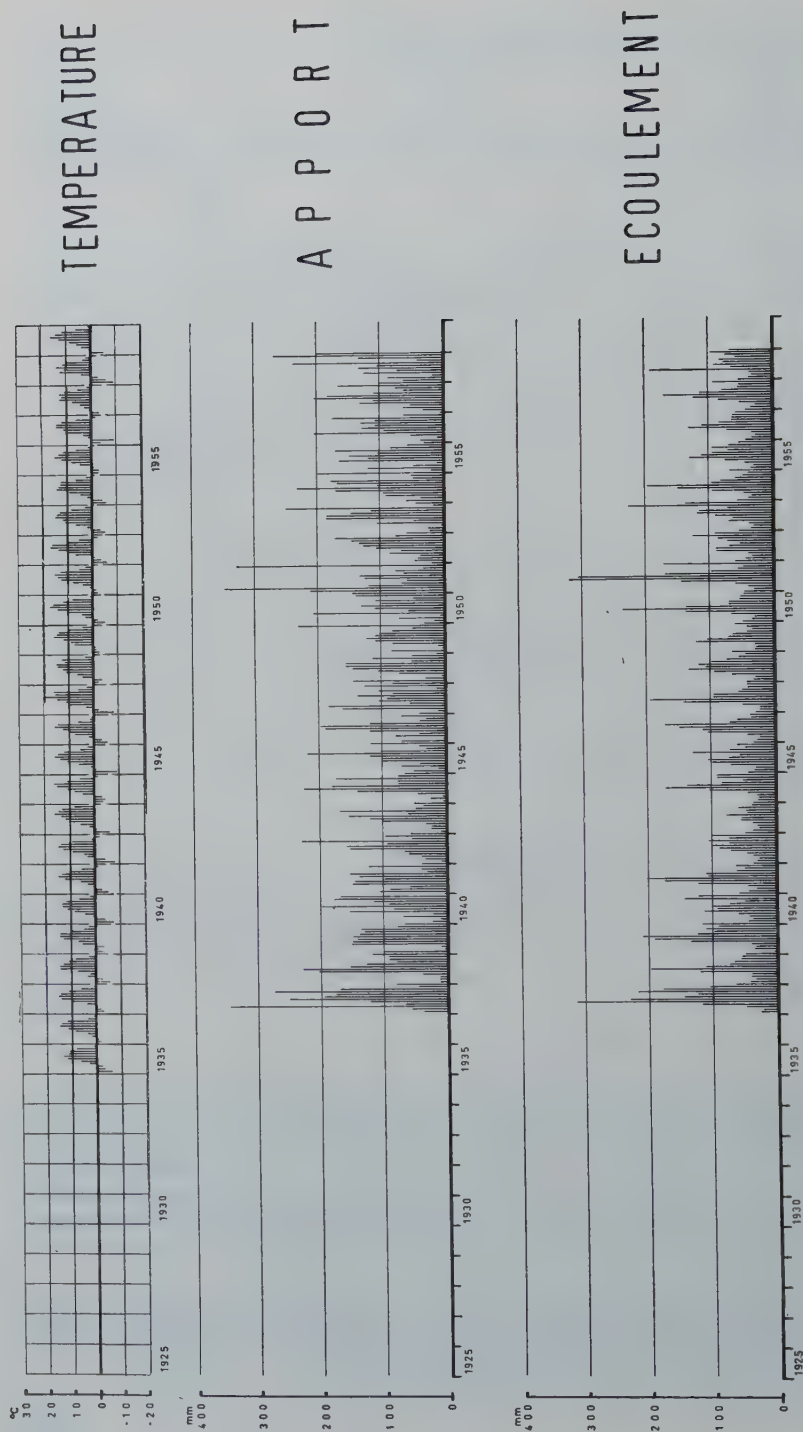


Fig. 3 — Bassin du cours supérieur de la Piave (fermé à Ponte della Lasta). Valeurs mensuelles de la température, des apports météorologiques et des écoulements.

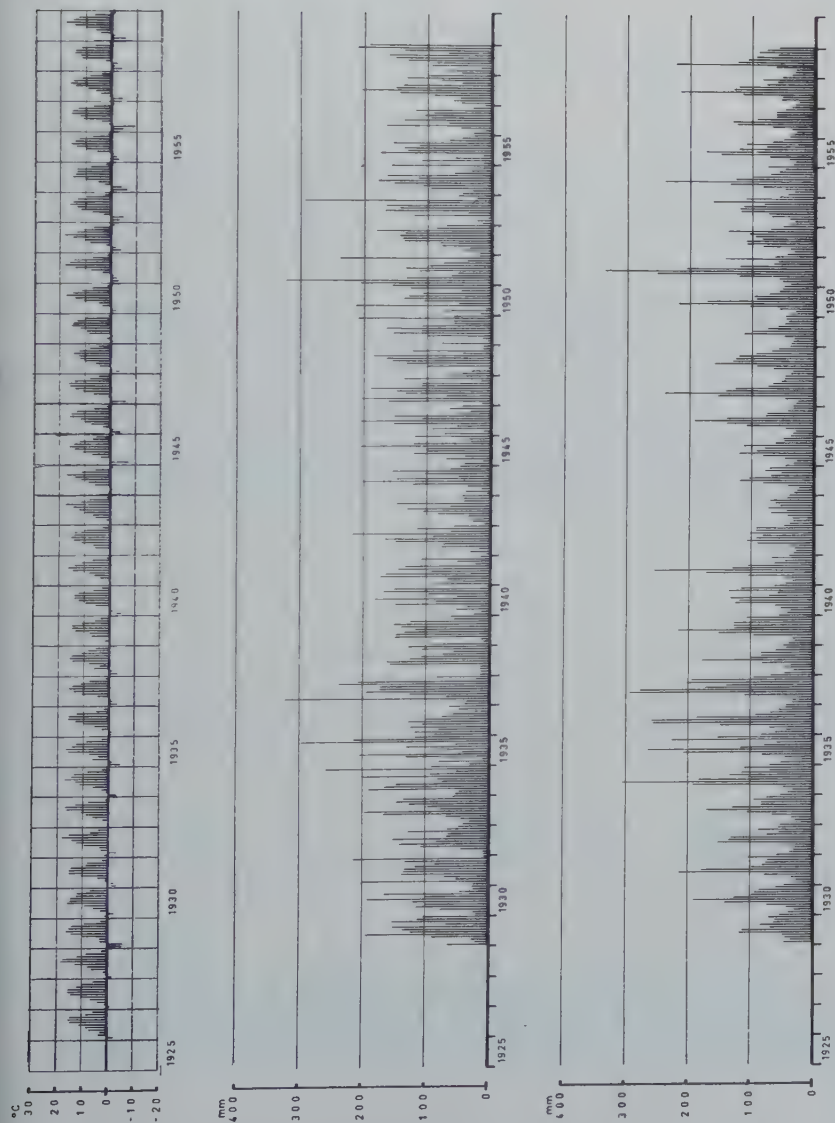


Fig. 4 — Bassin du Boite (fermé à Vodo di Cadore). Valeurs mensuelles de la température, des apports météorologiques et des écoulements.

TABLEAU I
Résidus résultant du bilan hydrologique

Bassin	Nombre des années envisagées	ΣA (mm)	ΣEc (mm)	ΣR (mm)	$\frac{\Sigma R}{\Sigma A - \Sigma Ec}$
Cours supérieur de la Piave	22	25 782	20 684	— 3 301	0,65
Boîte	30	34 085	30 172	— 9 520	2,43

Cela tient au fait que la valeur calculée pour E est celle d'une évaporation potentielle laquelle, ainsi qu'on a eu déjà l'occasion de le remarquer, ne coïncide pas nécessairement avec l'évaporation réelle. On a pourtant songé à corriger les valeurs de l'évaporation potentielle en introduisant un coefficient correctif convenable grâce auquel on pourra tenir compte indirectement aussi de la transpiration. Ce coefficient devra être une fonction soit de la précipitation soit de la distribution dans la période de temps où la précipitation même se produit.

Considérant que la période unitaire (un mois) envisagée pour l'évaporation est trop brève pour que la distribution de la précipitation puisse influencer sensiblement l'évaporation même, on a laissé de côté, dans la présente analyse, ce deuxième facteur.

En vue de déduire le coefficient correctif en fonction de la précipitation on a tenu compte du fait que l'évaporation réelle doit être pratiquement nulle alors que la précipitation est nulle du moment que la période envisagée est alors assez sèche, et que, par contre, l'évaporation réelle doit être équivalente à l'évaporation potentielle alors que la précipitation dépasse certaines bornes. Une fonction qui satisfait à ces conditions est la

$$k = \frac{A}{\beta + A} \quad (10)$$

dans laquelle β est à déterminer pourvu que dans une période convenablement choisie le résidu $\sum_1^n R_i$ soit égal à zéro [1]. Grâce au susdit coefficient correctif le rapport (1) se modifie dans la

$$A_i - Ec_i - \frac{A_i}{\beta + A_i} E_i = N_i \quad (11)$$

La constante β ne saurait être déterminée qu'à la suite de tentatives successives. De la (11) on a

[1] Cette période peut être choisie suivant la périodicité de la différence (A-D). On peut prévoir, à ce propos, un procédé d'approximation successive. Après avoir calculé les valeurs de l'évaporation corrigées suivant la méthode qu'on va illustrer ci-après, on pourra envisager la périodicité de la différence (A-D-E), et ainsi de suite, le cas échéant.

$$\begin{aligned} \text{Ier mois } (A_1 - E_{c1}) \beta + (A_1 - E_{c1}) A_1 - A_1 E_1 &= N_1 \beta + N_1 A_1 \\ \text{Ile mois } (A_2 - E_{c2}) \beta + (A_2 - E_{c2}) A_2 - A_2 E_2 &= N_2 \beta + N_2 A_2 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\dots\dots\dots$$

$$n^{\text{ième}} \text{ mois } (A_n - E_{cn}) \beta + (A_n - E_{cn}) A_n - A_n E_n = N_n \beta - N_n A_n$$

d'où en additionnant

$$\beta \sum_1^n (A_i - E_{ci}) + \sum_1^n (A_i - E_{ci}) A_i - \sum_1^n A_i E_i = \sum_1^n N_i \beta - \sum_1^n N_i A_i \quad (13)$$

Dans une première approximation on a retenu

$$\sum_1^n N_i A_i = \sum_1^n R'_i A_i \quad (14)$$

où

$$R'_i = A_i - E_{ci} - k' E_i \quad (15)$$

$$k' = \frac{\sum_1^n E_i + \sum_1^n R_i}{\sum_1^n E_i} \quad (16)$$

La constante k' indique évidemment une correction moyenne.

Etant donné ces positions la (13) se transforme dans la

$$\beta \sum_1^n (A_i - E_{ci}) - \sum_1^n (1 - k_i) A_i E_i = 0 \quad (17)$$

grâce à laquelle on obtient une première valeur approximative consentant de calculer les différentes corrections ($k = \frac{A}{\beta + A}$) de l'évaporation en fonction de l'afflux.

On peut pourtant calculer la deuxième valeur approximative de β moyennant la

$$\beta \sum_1^n (A_i - E_{ci}) - \sum_1^n (1 - k_i) A_i E_i = 0 \quad (18)$$

TABLEAU II

Valeurs de la correction β dans la première et dans la deuxième approximation

Bassin	Première approximation β	Deuxième approximation β
Cours supérieur de la piave	76,4	71,9
Boite	270,4	258,5

Dans les cas envisagés on a jugé qu'il était suffisant d'atteindre seulement cette deuxième approximation vu que les valeurs de β obtenues dans la première et dans la deuxième approximation ne présentaient que de très faibles différences entre elles ainsi qu'il apparaît dans le tableau II.

4 — BILAN HYDROLOGIQUE

Les valeurs de l'évaporation mensuelle ainsi corrigées ont été l'objet des diagrammes de la figure 5 et ont permis de dresser le bilan hydrologique des deux bassins envisagés.

En examinant la figure 6, qui contient les diagrammes concernant la quantité d'eau qui est passée dans la nappe ou a été emmagasinée dans le terrain, on s'aperçoit que l'on peut clairement suivre le cours de ces deux phénomènes. On remarque que l'oscillation annuelle est généralement due à ces deux phénomènes. Les oscillations ayant une durée plus longue sont dues sans doute à des variations causées par l'envasement de la nappe même.

Pour ce qui est des variations ayant une durée limitée, il faut envisager l'année 1951 qui présente à cet égard une allure typique. On remarque, dans les deux bassins, une période initiale d'accroissement des réserves due surtout aux précipitations neigeuses. Suit une période de tarissement dont le cours subit probablement quelques altérations à la suite de précipitations liquides assez remarquables, survenant dans le mois de mai, juin et juillet. La période de tarissement se prolonge jusqu'à la fin du mois d'octobre. Le mois de novembre amène un accroissement des réserves grâce à l'imbibition de la nappe causée par les précipitations relativement abondantes. Survient enfin une nouvelle phase de tarissement. Ces phases caractéristiques se répètent d'une manière identique ou peu s'en faut, toutes les années; elles sont parfois masquées par la superposition de plusieurs accidents météorologiques.

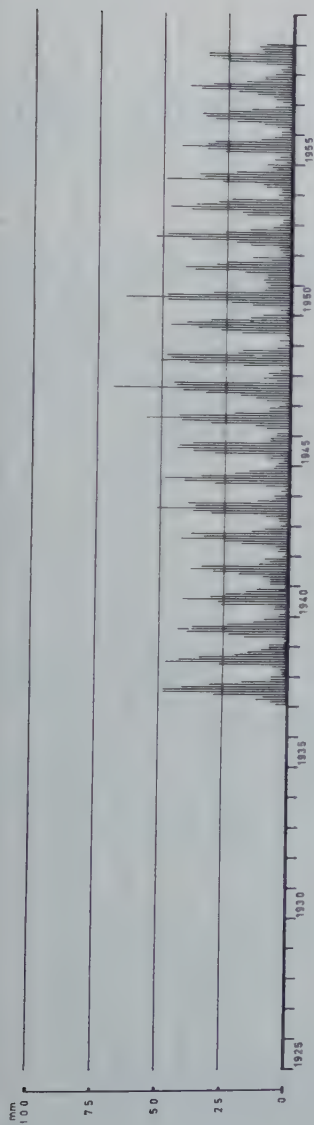
On ne saurait oublier de signaler la présence de quelques déphasages dans le cours annuel des deux bassins qu'on vient d'illustrer, déphasages qu'on pense pouvoir imputer à la différente altitude moyenne à laquelle se trouvent les bassins mêmes, aussi bien qu'à leur différente nature géologique. En effet dans le bassin du Boite par exemple, la couche de matériel alluvionnaire est beaucoup plus remarquable que celle existant dans le bassin du cours supérieur de la Piave.

C'est à cette dernière cause qu'on doit peut-être les différences qu'on constate dans l'allure pluriannuelle des deux diagrammes, du moins pour ce qui concerne le tarissement et la reconstitution des réserves dans la nappe du bassin du Boite qui se réalisent plus rapidement que dans celle du cours supérieur de la Piave.

Les diagrammes en question fournissent une autre importante donnée concernant la capacité potentielle d'emmagasinage laquelle, d'après ce qu'on a dit, s'identifie avec celle de la nappe. Cette capacité, qu'on obtient en l'évaluant en tant que différence entre la valeur maximum et la valeur minimum, atteint approximativement 1 hm³ par km² de bassin.

On peut enfin remarquer que cette première élaboration des données a fourni une période d'oscillation de la nappe de dix ans environ. Cela nous amène à envisager l'opportunité de pouvoir réaliser une série d'observations plus amples que celles qu'on vient d'utiliser. Des examens de ce genre sont en train d'être réalisés pour d'autres affluents de la Piave ainsi que pour d'autres bassins de l'Italie du Nord, et l'on espère pouvoir en tirer des éléments susceptibles de permettre l'interprétation du phénomène. Venise, le 31 mai 1960.

ALTO PIAVE



BOITE

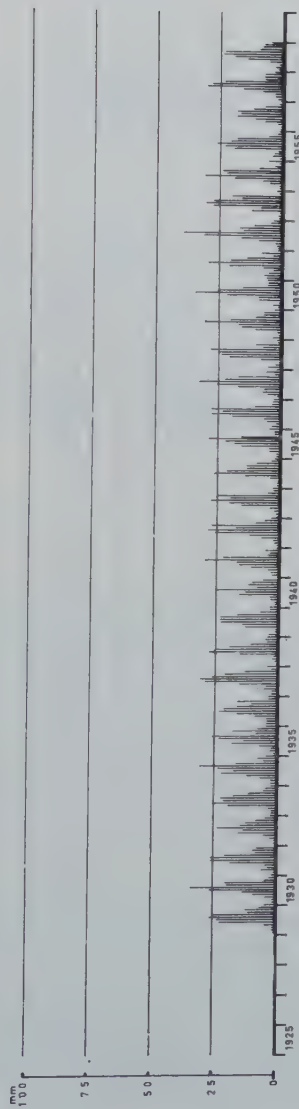
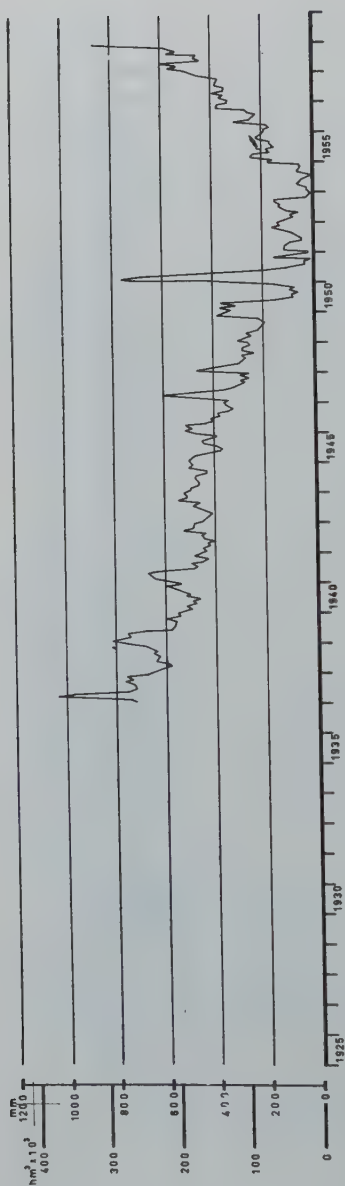
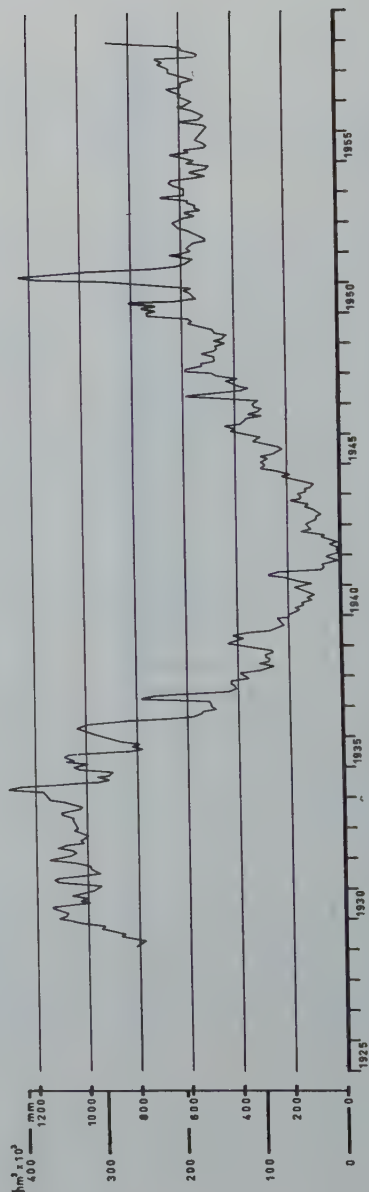


Fig. 5 — Valeurs mensuelles de l'évaporation pour les bassins du cours supérieur de la Piave et du Boite corrigés en fonction des afflux météorologiques.



ALTO
PIAVE



BOITE

Fig. 6 — Valeurs mensuelles de la quantité d'eau emmagasinée dans la nappe ou dans le terrain pour les bassins du cours supérieur de la Piave et du Boite.

EFFECT OF AIR TEMPERATURE AND RAINFALL ON SNOWMELT RUNOFF

An Investigation at Lake Äcklingen

ARNE FORSMAN

Swedish Meteorological and Hydrological Institute (SMHI) Stockholm

SUMMARY

An empirical relation has been obtained between the snowmelt runoff from the Äcklingen area on the one hand and the air temperature and the rainfall on the other. A comparison between the values computed from the established relation and the real values reveals that the air temperature is a very good index of snow melt intensities in the Swedish alpine region.

In Sweden the water power industry wants forecasts over the expected inflow of water to the reservoirs, especially during the period of snow melt in the spring.

Now that it seems possible to make meteorological forecasts for periods of 10 days of the mean temperature and the total precipitation, the problem has arisen how to use these forecasts to predict the mean values of snowmelt runoff for 10-day periods. To this purpose a simple empirical relation was sought for between snowmelt runoff on the one hand and air temperature and rainfall on the other.

As an attempt the following equation, being one of several possible, was applied.

$$T = k_1 f(t) + k_2 P + k_3;$$

T = snowmelt runoff

t = air temperature

P = rainfall

k_1, k_2, k_3 are different coefficients

$f(t)$ is a temperature function

As the snowmelt is measured as the total runoff from a large region at a discharge station in a river, it is evident that the coefficients k_1, k_2 and k_3 are local ones, depending upon the snowmelt hydrograph of the drainage area as well as on the exposure to winds and insolation.

In this investigation the relation has been studied between air temperature and rainfall and the net inflow to Lake Äcklingen during snowmelt. Lake Äcklingen (lat. $63^\circ 75'$ N, long. $12^\circ 9'$ E of Greenwich) is situated in Jämtland in the northern Swedish mountain region, not far from the Norwegian border. The drainage area is 149 km^2 and its mean altitude 700 m above sea level. The highest peak is 1222 m a. s.l., whereas the height of Lake Äcklingen is 400 m a.s.l. Most of the area is situated above the tree line.

At the outlet of Äcklingen there is a lake-level gage and a discharge-rating curve is established for the gage. From the discharge at the outlet and the variations in lake-level the net inflow is calculated. The error is estimated to ± 10 per cent.

The nearest meteorological observation station is situated at Björkedet, some 30 km north of the Äcklingen area at an altitude of 445 m a.s.l. The precipitation is in addition measured at four nearby stations, all of which are situated outside the area and below the mean altitude. But the mean value at the different stations is used as an index of the real precipitation over the area. Moreover, only the precipitation P , which occurs when the air temperature is above zero is taken into consideration, and snowfalls are thus neglected.

For the temperature function $f(t)$ several different forms are possible. Certain considerations, which will be explained below, have lead to the following expression.

$$f(t) = U = \frac{1}{10,2} (5t + 2(t-1) + 3(t-2) + 0,2(t-3));$$

where t now means the positive air temperature as measured at Björkedet at 7 o'clock a.m. According to the normal decrease of air temperature with height ($0,5^{\circ}\text{C}/100\text{ m}$) the observed values are reduced by 1, 2 and 3 degrees to obtain values representative for the higher levels of the drainage area. The coefficients 5, 3, 2 and 0,2 are proportional to the extensions of the corresponding height intervals. Thus the height interval of 700-1000 m a.s.l. covers an area which equals 29 per cent of the total. When one of the temperature factors becomes negative it is put equal to zero.

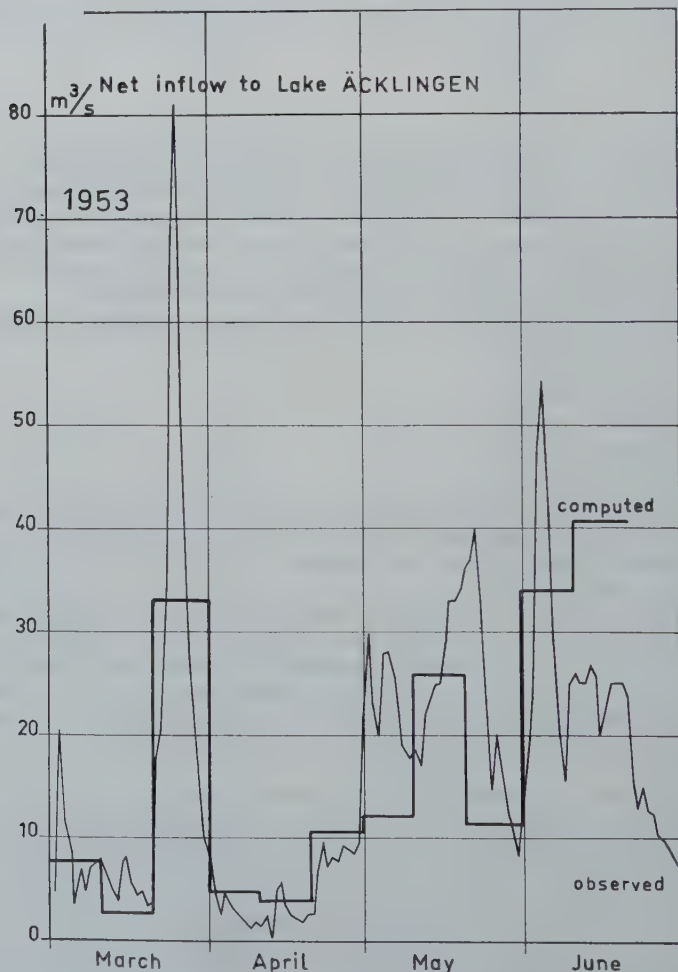
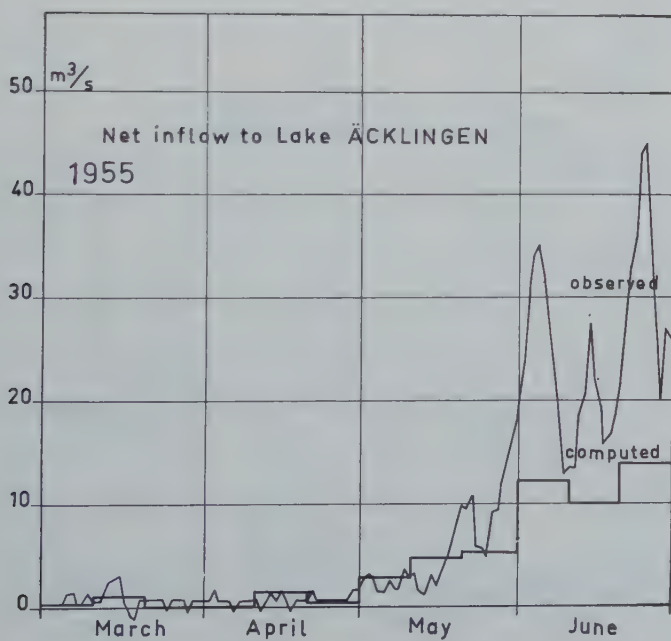
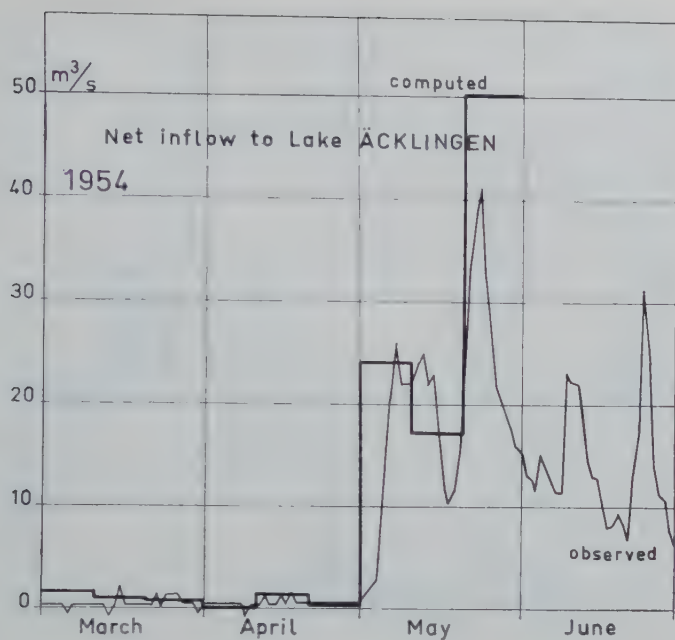
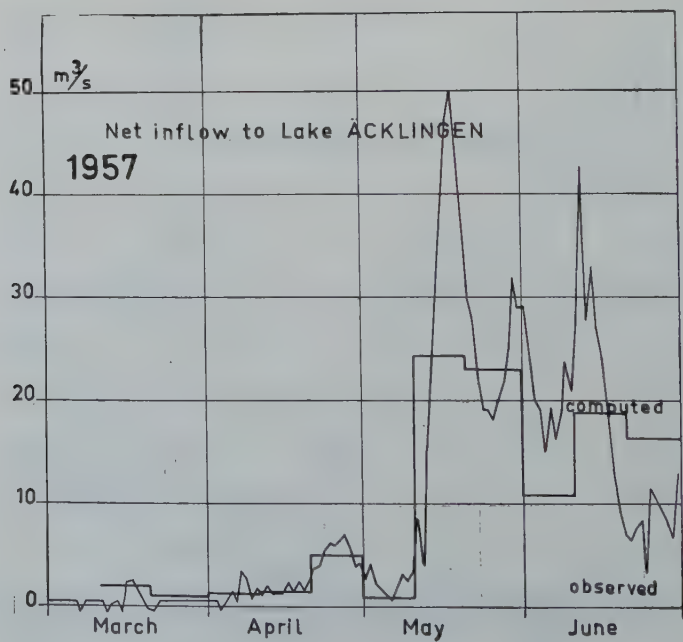
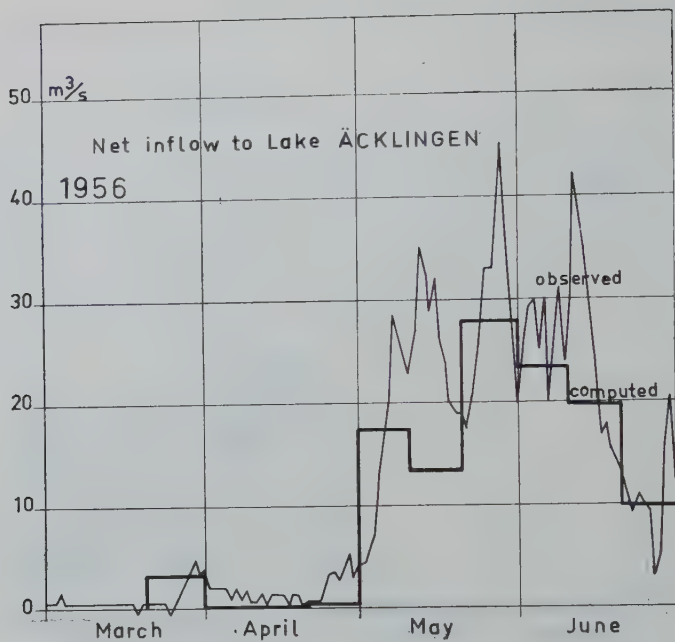
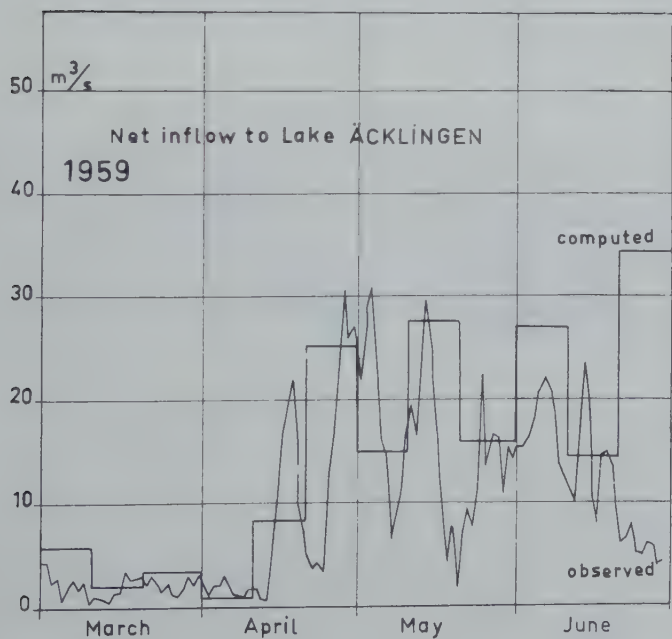
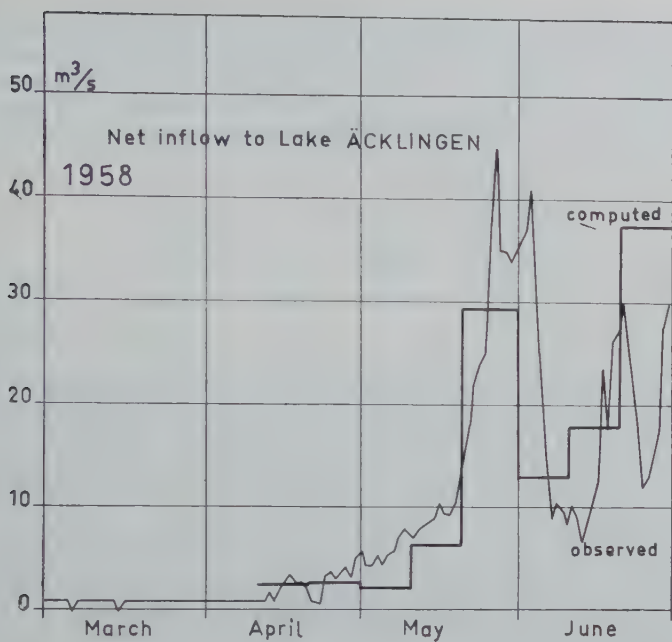


Fig. 1-7 — Daily values of observed net inflow to Lake Äcklingen during snowmelt as compared with 10-day mean values, computed from observed air temperatures and amount of rainfall according to the empirical relation.







In order to get the value of the coefficient k_1 the successive sums of U were calculated from March 1st to the last of June for each year as well as the successive sums of the net inflow T , expressed in millimeters of water over the entire drainage area.

Out of the whole period 1945-56, 30 months were selected, when there were no lack of snow on any level nor any excessive rainfall. The coefficient k_1 , which was calculated from these values, proved to be definitely dependent upon the time of the year.

Mean values of k_1 in mm water per degree day

March	April	May	June
5,2	4,7	3,8	1,8

Using this k_1 -values the net inflow has been calculated also for months with excessive rainfall (>25 mm). A comparison with the observed values immediately gives $k_2 = 0,1$ and $k_3 = 0$ as mean values over the whole period. The relation does only hold as long as there is no lack of snow on any level. So the computed June values sometimes are too high, especially at the end of the month, when the snowpack is vanishing in the lower parts of the drainage area.

Thus it is possible to compute the net inflow to Lake Äcklingen during the snow-melt from the air temperature and amount of rainfall. This has been done to check the established relation for every 10-day period during March-June 1945-59. It is especially interesting to compare the computed inflow during the springs 1957 to 1959, as those periods are not included in the original computations. In figures 1-7 the observed daily values of the net inflow are compared with the computed 10-day mean values. During several months the correspondence is surprisingly good, considering the approximative method. It is obvious that air temperature is a very good index of snow melt intensities in the Swedish alpine region and that rainfall only constitutes a minor correction during the spring.

REFERENCES

- HOLMSTRÖM, K. (1958): Meteorologi och hydrologi inom kraftindustrin : *Tillämpningar. Tekn. Tidskrift. Årg. 88 nr 12*, Stockholm
- LÖNNQVIST, O. (1959): Statistiska 30-dagars temperaurprognoser. Ett preliminart försök för Stockholm under vintern. *SMHI, Notiser och preliminära rapporter* V. 2 Nr 3, Stockholm
- NYBERG, A. (1958): Meteorologi och hydrologi inom kraftindustrin : *Prognoser. Tekn. Tidskrift. Årg. 88 nr 12*, Stockholm.
- SIMILÄ, A. (1959): Veckoprognosmetoder. *SMHI, Notiser och preliminära rapporter* Vol. 2 Nr 4, Stockholm.

COMMUNICATIONS DIVERSES



WATER LEVELS AS INDICATORS OF LONG-TERM PRECIPITATION OR RUNOFF

W. B. LANGBEIN

SUMMARY

A common problem in hydrologic investigations is to obtain an estimate of the long-term normal precipitation or streamflow for a region, even though records may be available for only a very few years. The idea tested in this paper is that certain short-term records of ground water or lake levels may be used to infer the long-term precipitation or runoff.

A body of water which has a long response time integrates the effects of precipitation over long periods of time. Response time is defined as the ratio of change in stored volume of water to the corresponding change in the discharge. The longer the response time, the less the variation in discharge from a body of water. The ratio of the amplitude of the variations in the annual discharge to the amplitude of the variations in annual inflow decreases from 0.49 for a response time of 2 years, to 0.10 for a response time of 50 years. As this ratio decreases toward zero (i.e. as the discharge becomes more uniform) one may safely neglect variations in the discharge in plotting precipitation or runoff (as measures of the inflow) against changes in water level, ΔH . Then the record need be sufficient only to define this relationship, and average precipitation or runoff will then be given by the intercept at $\Delta H = 0$. The intercept is indicative of a balance between recharge and the invariant rate of discharge.

Publication authorized by Director, U.S. Geological Survey.

RÉSUMÉ

Un problème courant dans des études hydrologiques est d'obtenir une évaluation à long terme de la quantité de précipitation normale et du débit d'un cours d'eau pour une certaine région quoiqu'il y ait des données pluviométriques ou des jaugeages de l'eau des lacs puissent être obtenus seulement pour une période de quelques années.

L'idée ci-développée est que certaines données sur le niveau des eaux souterraines ou de l'eau des lacs peuvent être extrapolées pour déterminer la précipitation et la fraction de ruissellement correspondantes à des longues périodes.

Un réservoir d'eau de surface, ou souterraine, ayant un long temps de réponse intègre les effets de la précipitation sur des intervalles de temps très prolongés. Le temps de réponse est défini par le rapport du changement du volume d'eau emmagasinée au changement correspondant du débit sortant. La variation du débit sortant du réservoir est inversement proportionnelle au temps de réponse.

Le rapport de l'amplitude des variations du débit sortant annuel à l'amplitude des variations de l'écoulement vers la nappe diminue de 0.49 pour un temps de réponse de 2 années, à 0.10 pour un temps de réponse de 50 années. Dans le plan de la précipitation ou du débit de ruissellement vers les changements de niveau de l'eau Δh , on peut considérer les variations du débit sortant comme négligeables lorsque le rapport ci-dessus tend à zéro. Alors, le temps d'observation, doit-être suffisant pour déterminer ce rapport seulement et la précipitation, ou le ruissellement moyens, seront donnés par l'interception, laquelle correspond à $\Delta h = 0$. Cette interception indique un équilibre entre recharge et le débit sortant invariant.

1. INTRODUCTION

Results of a search for ways to add to the time-base of short hydrologic records suggest that some water bodies which integrate the fluctuations in precipitation or streamflow might be useful as a basis for estimates of the long-term precipitation. For a water body to be useful for thus estimating long-term precipitation, its annual fluctuations in level must be related to the annual precipitation; the method is useful for estimating the long-term flow of streams that are sources of recharge to a water

body that integrates the variations in flow. In either case, the discharge from the water body must be steady and essentially unaffected by short-term fluctuations in inflow or recharge. The rate of uniform discharge need not be known; it is necessary to know only that it is steady. The variability can be inferred from the «response time» of the body of water.

The response time, k , is defined as the ratio of a change in volume (ΔV) to the corresponding change in the effluent rate (ΔQ), or algebraically

$$k = \Delta V / \Delta Q \quad (1)$$

The response time is a constant characteristic of the water body.

Assuming that inflows or recharge occur at random with a variability δ_i , it can be shown that the year-to-year variability of discharge from a water body δ_d equals

$$\delta_d = \delta_i \sqrt{\frac{1 - e^{-1/k}}{1 + e^{-1/k}}} \quad (2)$$

where the response time, k , is given in years.

The ratio δ_d/δ_i expresses the attenuation or smoothing of the inflows by storage in the water body. This ratio decreases as k increases as indicated by the following table :

k (years)	δ_d/δ_i
1	0.680
2	.494
5	.315
10	.223
20	.158
50	.100
100	.071
200	.050

It is evident that the variability of the discharges decreases rather slowly even for response times over 50 years. However, it can be shown that the use of even shorter response times can provide better estimates than the alternative of deriving a mean only after a long series of observations of precipitation or streamflow. The mean of a series of yearly measurements has a standard error of δ_p/\sqrt{N} where δ_p is the standard deviation of the yearly precipitation or streamflow measurements and N is the period of observation in years. This quantity can be equated to the error involved in inferring a long-term mean from a short-period record of the fluctuations in the water level of a water body with response time k . The result is that $N = 2k$. In other words, equivalent accuracy in the estimation of the mean can be obtained by analysis of a short record of the fluctuations in water level of a water body with a response time of 50 years, as from a record of precipitation or streamflow 100 years long.

But the usefulness of the technique depends not only upon the magnitude of the response time but also upon the degree of correlation between the annual precipitation and the net annual changes in water level. The standard error of the mean therefore is composed of two terms which are contained in the following expression :

$$\delta P = \delta P \sqrt{\frac{1}{2k} + \frac{1 - r^2}{n}} \quad (3)$$

where δP is the standard error of the mean, δP is the standard deviation of the annual

precipitation, k is response time in years, r is coefficient of correlation between annual precipitation and change in water level, and n is the number of years of record available for defining the relationship.

Since the standard error of the mean $\delta\bar{P}$ can be expressed as follows

$$\delta\bar{P} = \delta P / \sqrt{N} \quad (4)$$

where N can be interpreted as an «effective» period of record — in other words a period of years of record of annual precipitation whose arithmetic mean would have the same standard error as computed from equation (3). Equating the right-hand sides of equations (3) and (4), the following equation for the effective period of record can be obtained

$$N = \frac{n}{(1 - r^2) + n/2k} \quad (5)$$

Where perfect correlation exists ($r = 1$) the effective length of record is equal to $2k$. In other words, there would be magnification of $2k/n$ of information concerning the mean, so that even short response times would produce large extensions. Usually, however, the correlation coefficient imposes a significant limiting effect on the extension.

2. GROUND WATER

Figure 1 depicts a simple water-table aquifer draining into a stream or to the sea. A parabolic profile represents the water table in a thick uniform aquifer during a period of uniform recharge.

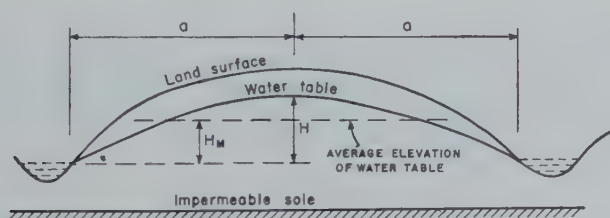


Fig. 1.

The discharge from the aquifer would be $Q = 6THm/a$ where Hm and a are as explained on figure 1, and T is the transmissibility of the aquifer. Assuming a cessation of recharge, drainage would cause the water-table to fall. Assuming no change in shape of the water-table profile, the drainage would be equal to the decrease in volume, which, in turn, equals $2aS\Delta Hm$, where S is the coefficient of storage and ΔHm is the change in the average level of the water table. The response time, k , of the simple aquifer can be written :

$$k = \Delta V / \Delta Q = a^2 S / 3T \quad (6)$$

This result indicates that the response time is inversely proportional to the hydraulic diffusivity T/S , and directly proportional to the square of the width of the aquifer. The latter relationship leads to the corollary statement that the response time is inversely proportional to the square of the stream drainage density.

3. BASE-FLOW OF STREAMS

The base flow of streams is the drainage of ground water, lakes, or other slow-draining bodies of water in the drainage basin. The rate of drainage is usually characterized by the recession curve — that is the hydrograph showing the decrease in discharge with time during rainless periods. The base-flow recession curve is commonly a simple die away curve; in other words, discharges at equal intervals of time are in constant ratio. Since $k = \Delta V / \Delta Q$, then

$$k = \frac{\bar{Q} \Delta t}{Q_t - Q_t + \Delta t}$$

where $\bar{Q} \Delta t$ represents the volume of drainage during interval Δt while the discharge decreases from Q_t to $Q_t + \Delta t$. Assuming a proportional decrease in discharge during equal intervals of time

$$\bar{Q} = Q_t \frac{1 - R}{\log_e 1/R}$$

where R is the ratio of discharge at time to the discharge at time Δt previous. Hence,

$$k = \frac{\Delta t}{\log_e 1/R} \quad (7)$$

The recession constant, R , is readily defined from the records of streamflow.

4. CLOSED LAKES

The discharge from a closed lake (i.e. one without outlet) is solely by evaporation. The discharge, therefore, varies with the surface area and the annual rate of evaporation. Since the rate of net evaporation may be considered as stable from year to year, the total discharge varies chiefly with the variations in surface area, which, in turn, is a function of the lake volume.

$$k = \Delta V / \Delta Q = \Delta V / E \Delta A$$

where E is the net rate of evaporation (gross evaporation minus annual precipitation on the lake; the latter is usually much less than the former in areas where closed lakes occur), and ΔA is change in lake area. If lake area is written in terms of lake volume as follows:

$$A = a V^m$$

Then $\Delta A = \frac{n}{D} \Delta V$ where D is the mean depth of the lake.

Hence,

$$k = D/mE \quad (8)$$

The response time is therefore expressible in terms of the depth, the net rate of evaporation, and a factor m , a characterization of the lake geometry. The value of m is usually of the order of 0.6.

5. OPEN LAKES

Open lakes are the ordinary lakes with outlets, in which discharge varies with the hydraulic head on the outlet, and evaporation from the surface is a minor discharge mechanism.

As previously defined, the response time is

$$k = \Delta v / \Delta Q = A \Delta H / \Delta Q$$

where A is the surface area, and ΔH is change in lake level. The ratio $\Delta H / \Delta Q$ is the slope of the stage-discharge rating curve of the outlet. The rating curve may be curvilinear so its slope varies. However, taking the slope at the mean discharge, it is found from an analysis of several lake-discharge rating curves that the ratio $\Delta H / \Delta Q$ approximates $0.07 \bar{Q}^{-0.6}$ where \bar{Q} is the mean rate of discharge. Hence, the following approximate expression for the response time of an open lake may be written

$$k = 0.07 \Delta A / \bar{Q}^{0.6} \quad (9)$$

6. RANGE IN VALUES OF THE RESPONSE TIME

The response time of a water body can explain a good deal about the nature of the fluctuations in water levels. A river with a response time of the order of 10 days, fluctuates in discharge and in level with the short-term variations in precipitation. The outflow from a lake with a response time of one year follows the fluctuations in annual precipitation but averages out a large part of the seasonal variations. A closed lake with a response time of several decades reacts slowly in integrating the variations in inflow and may be at a high level during a period of low rainfall and vice versa.

The response time of water-table aquifers may range from as short as a few days to several decades. Ground water in Long Island, New York, has a response time of the order of 12 years. The base flow of streams is equally variable. In the eastern United States, for example, the response time is of the order of one month. Streams with long response times are quite rare. Metolius River, which drains a basaltic region in Oregon, has a response time of about 4 years. Silver Springs, Florida, the flow of which is sustained by ground water in cavernous limestone, has a response time of about 2.5 years. An examination of the flow records of other streams that are reported to have unusually steady flow, reveals none for which response time is more than 3 or 4 years. Evidently, few, if any, streams would be useful for inferring long-term precipitation.

The response time of closed lakes varies from 1 year or less for playa-type lakes to a century or more for lakes that occupy deep depressions. Shallow playas are counted in the hundreds but there are few deep closed lakes. Great Salt Lake has a response time of about 12 years. Pyramid Lake, in Nevada, has the longest response time of any closed lake in the United States, 70 years. However, the response time of the Caspian Sea is of the order of 300 years.

Open lakes have comparatively short response times. Even the large lakes of the world have relatively short response times; some examples are Lakes Huron — Michigan in North America, 2 years; Lake Victoria in Africa, 4 years.

The upshot of these analyses is that closed lakes and ground-water bodies have potential use for inferring long-term precipitation. One example of each, where long-term precipitation data are available as a check, is given to illustrate the technique.

7. LONG ISLAND

Long Island, New York, consists largely of unconsolidated sedimentary formations in which the water table simulates the idealized sketch of figure 1. The aquifer discharges into the sea on the south and into Long Island Sound on the north. The aquifer is thick relative to the head above sea level. Uniform recharge may be assumed. Jacob (1943, 1944) analyzed the fluctuations in water level in relation to annual precipitation, and water-level data in this paper are obtained from his report. Water-level data are based on averages for a group of observation wells in the central part of the Island outside of the heavily pumped region just east of New York City. According to Jacob's data ($T = 68,000 \text{ ft}^2/\text{days}$; $S = 0.40$; $a = 8.3$ miles), the response time of this aquifer is about 12 years.

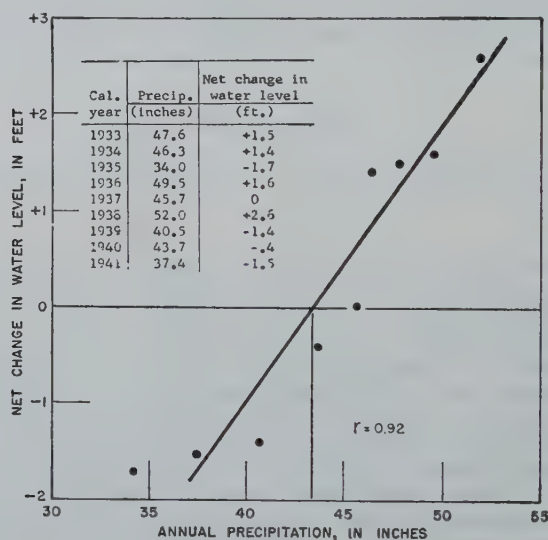


Fig. 2.

Figure 2 shows a graph of the annual precipitation plotted against the net annual change in water level for the nine years 1933-1941 (inclusive). The points line up sufficiently well to define a line for which the intercept at $\Delta H = 0$ is 43.3 inches which agrees closely with the long-term precipitation (60-year record). The average precipitation for the nine years given, 1932-41, was 44.1 inches.

The effective «length of record» of the mean using equation (5), with $n = 9$ years, $r = 0.92$, and $k = 12$ years is computed to be 17 years. Since 9 years are given, there is a magnification of 1.9.

8. PYRAMID LAKE

Pyramid Lake lies in a closed basin in western Nevada. The lake has a mean depth of about 160 feet and a surface area of about 200 square miles. Its main source of inflow is Truckee River which flows eastward from the Sierra Nevada. Since shortly before the turn of the century increasing quantities of the flow of Truckee River have been diverted for irrigation, introducing an accelerated decline in lake levels,

disrupting almost entirely any usable relation between the modern levels and the precipitation over the Truckee drainage basin. However, Hardman and Venstrom (1941) have compiled data as far back as 1840 on the fluctuations in level and therefore of volume of Pyramid Lake and its overflow companion, Winnemucca Lake, and on indexes of precipitation over the watershed of the Truckee River.

Considering that the period since 1890 has been affected by irrigation and that the early years are based on fragmentary record, the period 1861-1890 appears useful. Figure 3 shows the relation between the reported precipitation index and changes in volume of water in Lakes Pyramid and Winnemucca. Note that water-level data are not available for each year but that the plotted points represent averages over periods of years as indicated. The apparent correlation is, therefore, perhaps greater than if yearly data were available. The intercept for $\Delta V = 0$ corroborates the 100-year mean precipitation reported by Hardman and Venstrom.

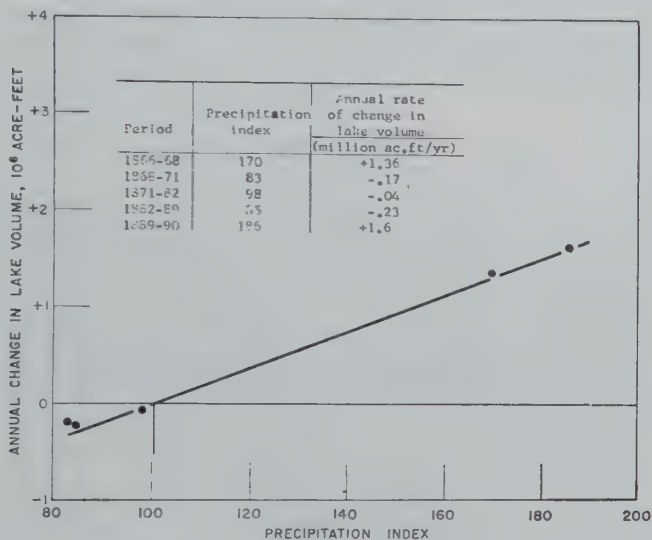


Fig. 3.

Taking the coefficient of correlation on figure 3 as 0.95, and considering that the response time of Pyramid Lake is of the order of 70 years, the effective period of record derived from the 24 years represented by the data on figure 3 is computed to be about 90 years; indicating a magnification factor of about 3.7.

Although data for 24 years are plotted in figure 3, equally satisfactory results could have been obtained from only 5 or 6 years of accurate record, as is illustrated in the following paragraph.

9. POSSIBLE USE FOR ESTIMATING LONG-TERM MEAN STREAMFLOW

In theory the procedure is equally adaptable to estimating long-term streamflow and indeed it is not at all unlikely that better correlations could be obtained between annual streamflow and the fluctuations in water level. Certainly this would be true for closed lakes. Figure 4 shows such a relationship for Pyramid Lake. In this case

a mean flow of 580,000 acre-feet is indicated, which would apply as long as irrigation diversions remain at their present state of development.

Similar relationships could be established between streamflow and fluctuations in ground water provided the streamflow is not, as on Long Island, simply the outflow from the ground-water body whose fluctuations are being analyzed. The streamflow must be measured in a stream responsive to the annual precipitation and representative of the recharge to the ground water. Figure 5 shows the relationship between the

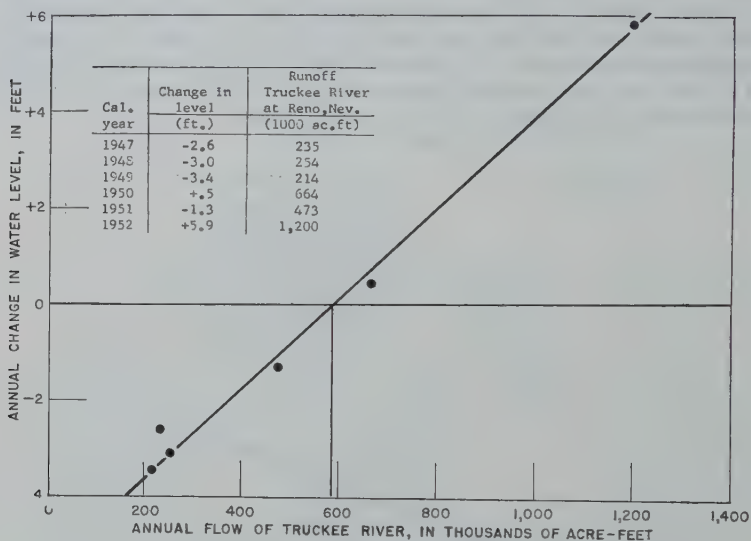


Fig. 4.

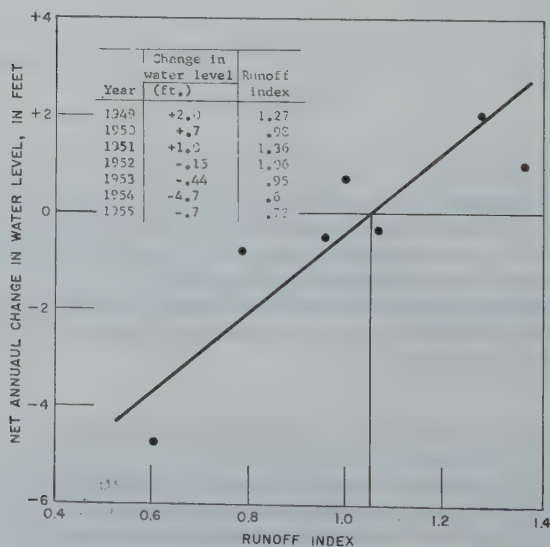


Fig. 5.

changes in water level of the ground water in the Raft River valley in southern Idaho and an index (1921-45 = 100) of the runoff of streams that drain the surrounding mountains and recharge the valley aquifer. The data on changes in water level and on streamflow obtained from a report by Nace and others (1959) are rather fragmentary and are therefore not of sufficient accuracy to derive a correlation better than that shown on figure 5. However, the result supports other evidence (Harbeck and Langbein, 1949) that the 1921-45 base is below the long-term normal in that region.

10. CONCLUSION

The technique outlined seemingly can produce correct inferences of long-term means from short-term records wherever water bodies of large time-integrating capacity exist. No survey has been made of the availability of such water bodies, although the prospect seems quite promising that many ground-water reservoirs are potentially usable for estimating long-term precipitation and runoff. The procedure probably merits consideration as an analytical tool in water-resources investigations in the underdeveloped countries where rapid estimates of precipitation and streamflow may be needed for water-resources planning.

REFERENCES

- HARBECK, G.E. and LANGBEIN W.B., 1949, Normals and variations in runoff : U.S. Geol. Survey Water Resources Review Suppl. 2.
HARDMAN, George and VENSTROM, C., 1941, *A 100-year record of Truckee River runoff* : Trans. Am. Geophys. Union, v. 22, pp. 71-90.
JACOB, C.E., 1943, 1944, *Correlation of water levels and precipitation on Long Island, N.Y.*, Trans. Am. Geophys. Union, v. 24, pp. 564-573; v. 25, pp. 928-939.
NACE, R.L., 1959, Water resources of the Raft River basin, Cassia County, Idaho, U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper, in preparation.

COMPUTATION OF A SYNTHETIC STREAMFLOW RECORD ON A DIGITAL COMPUTER

Ray K. LINSLEY and Norman H. CRAWFORD
Stanford University, Stanford, Calif.

SUMMARY

Using daily precipitation and potential evapotranspiration as input data, a water-balance accounting procedure is derived for computing mean daily streamflow on a digital computer. Infiltration capacity and percolation to groundwater are varied as functions of soil moisture deficiency. Computed increments of direct runoff are distributed in time by use of distribution percentages, and groundwater flow in the stream is assumed to be a function of total groundwater accumulation. The procedure gave an estimate of total runoff for the ten years of complete record which was six per cent too high. Verification of peak flows during flood periods is relatively poor because daily rainfall does not give sufficient time discrimination for the small watershed. The method appears to be satisfactory for estimating monthly or annual flows for the design of reservoirs or diversion projects.

RÉSUMÉ

En prenant la précipitation journalière et l'évapotranspiration potentielle pour données d'entrée, une méthode d'estimation de régime d'eau est mise au point pour calculer sur une calculatrice automatique le courant journalier moyen. On fait varier la capacité d'infiltration et la percolation vers la nappe phréatique en fonction du manque d'humidité du sol. Les augmentations calculées d'écoulement direct sont distribuées dans le temps au moyen de pourcentages de distribution, et on suppose que le débit de la nappe phréatique dans le courant est une fonction de l'accumulation totale de la nappe phréatique. Le procédé donnait une estimation de six pour cent trop élevée pour le débit total pendant les dix années d'enregistrement complet. La vérification des pointes de débit pendant les périodes de crues est relativement médiocre parce qu'à une précipitation quotidienne ne correspond pas un intervalle de temps suffisant pour les petits bassins. La méthode semble satisfaisante pour estimer les débits mensuels ou annuels dans la détermination des réservoirs ou des projets de détournement.

1. INTRODUCTION

In June of 1959, the senior author was asked by the Business Office of Stanford University to advise them on the desirability of increasing the capacity of Felt Lake, one of the University's water-supply reservoirs. Felt Lake is an off-channel reservoir supplied by a diversion canal from Los Trancos Creek. The diversion structure permits diversion of all flows under 10 cfs, and a decreasing percentage of flows up to a maximum of 40 cfs. Los Trancos Creek has a drainage area of 7.5 sq mi and a range of observed flow from zero to 647 cfs. Thus, in order to estimate the flow which could be diverted into Felt Lake with the existing structure or to design new works it is virtually necessary to have a record of daily streamflow. Monthly or annual total flows cannot give a good basis for estimates of diversion because of the considerable variation in flow distribution.

The only records of streamflow on Los Trancos Creek are for the eleven-year year period, 1931 to 1941, and it was considered desirable to devise a means of estimating mean daily streamflow for a longer period. Rainfall records were available at Palo Alto (about 5 miles from the centroid of the basin) for the 35-year period 1924-59, but conventional methods of estimating streamflow with a rainfall-runoff relation and unit hydrograph seemed too tedious for the purpose. It was decided

to try a relatively simple water accounting procedure which could be programmed for solution on the IBM 650 computer at the university. Norman Crawford and Abraham Halahmi, graduate students in the Stanford Department of Civil Engineering worked on the project under the direction of the senior author.

This was a project born of necessity and not truly a research project. It was not possible to test the procedure on other basins to see if it was generally applicable. However, the trials were quite successful and it seems appropriate to report it as a preliminary investigation of a method of possible utility in practical problems and for the information it provides on the runoff process.

2. GENERAL PROCEDURE

It was decided to employ a fairly simple moisture accounting procedure of the type suggested by Kohler (¹), with some adaptations to fit the local conditions and the requirements for programming the computer. A flow diagram of the runoff process assumed for the study appears as Fig. 1. The input data to the computer were daily values of precipitation and potential evapotranspiration. On days when the potential evapotranspiration exceeded the precipitation, the excess was assumed to reduce the moisture stored in the soil. A small portion of any precipitation was assumed to run off from impervious areas within the basin. This runoff, plus any precipitation in excess of the current infiltration capacity, constitute the direct runoff. A fixed percentage of the direct runoff was assumed to pass the gaging station on the day of rainfall and the balance was retained in channel storage to be released to the stream on subsequent days.

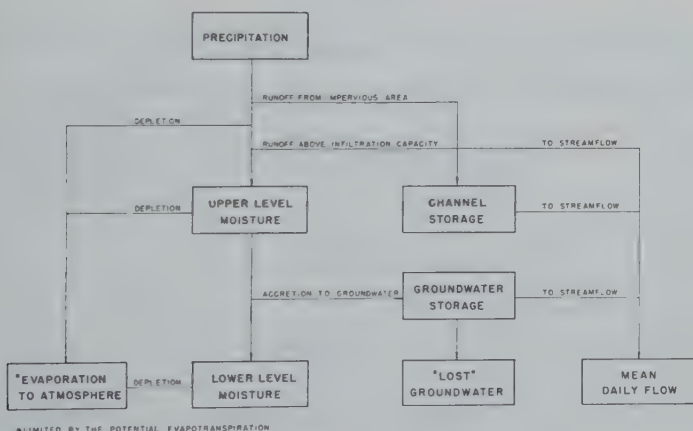


FIGURE 1

The infiltration capacity was assumed to vary inversely with soil moisture. Infiltrated water replenishes soil moisture storage and supplies the groundwater. The division of the infiltrated water was made a function of soil moisture with the portion percolating to the groundwater increasing as soil moisture increases. A fixed percentage of the accumulated groundwater storage was assumed to leave the basin each day as surface streamflow. The total groundwater storage was also reduced by a fixed percentage each day to represent water which is removed by evapotranspiration or percolation to deep groundwater.

3. DETAILED PROCEDURE

3.1. Precipitation

The only long-record precipitation station near the Los Trancos Creek Basin is at Palo Alto, approximately five miles to the east of the basin. The basin is on the eastern slope of the Coast Range Mountains and rainfall decreases rapidly eastward from the crest of the range. It seems necessary that rainfall data used in the procedure be quantitatively correct if the other items of the water balance are to be rational. Because of the orographic control on precipitation in the area, it was felt that the Palo Alto rainfall could be adjusted by the ratio of the mean annual precipitation in the Los Trancos Creek basin, \bar{P}_b , to that at Palo Alto, \bar{P}_s . All records from stations in and near the basin corrected by use of double-mass curves to a standard 50-year base period and a normal annual isohyetal map of the basin was constructed from which a value of \bar{P}_b was planimetered. Daily rainfall values which served as input to the computer were then computed as

$$P_b = \frac{\bar{P}_b}{\bar{P}_s} \cdot P_s = \frac{26.5}{15.5} P_s = 1.71 P_s \quad (1)$$

3.2. Evapotranspiration

No data were available in the immediate vicinity of the basin from which daily potential evapotranspiration could be estimated for the full period, 1924-59. The

TABLE 1

Semi-Monthly Values of Normal Potential Evapotranspiration at Stanford

Date		Potential Evapotranspiration (inches/day)	Date		Potential Evapotranspiration (inches/day)
January	1-15	0.027	July	1-15	0.224
	16-31	0.038		16-31	0.225
February	1-14	0.052	August	1-15	0.218
	15-29	0.067		16-31	0.200
March	1-15	0.086	September	1-15	0.177
	16-31	0.107		16-30	0.148
April	1-15	0.125	October	1-15	0.112
	16-30	0.146		16-31	0.081
May	1-15	0.166	November	1-15	0.058
	16-31	0.185		16-30	0.038
June	1-15	0.202	December	1-15	0.024
	16-30	0.216		16-31	0.021

nearest station with satisfactory record was at San Francisco, approximately 35 miles north and having substantially different climate, largely because of a much greater incidence of fog and low stratus. It was felt that it would be preferable to use normal daily evapotranspiration values than to use the San Francisco data. While use of normal values leads to error whenever they differ from the actual, the primary target of the study was to have the frequency distribution of estimated flows coincide with the frequency distribution of actual flows. Thus, random errors in individual daily estimates are less serious than a constant bias. Further, individual daily values of potential evapotranspiration have little effect on computed runoff. Runoff conditions on any day are the result of the accumulated water balance since the beginning of the water year. Finally, potential evapotranspiration serves only as an upper limit to actual evapotranspiration which is in turn limited by moisture availability. In fact, in an arid or semiarid region variations in total evapotranspiration from year to year are more dependent on moisture availability than on potential evapotranspiration.

Potential evapotranspiration was assumed to equal the evaporation from a free-water surface as suggested by Kohler ⁽¹⁾. Freewater evaporation was computed by adjustment of pan evaporation records with allowance for energy advection. Monthly values of pan evaporation for the period 1954 to 1958 from the Stanford station approximately 4 miles east of the basin were adjusted using figures 3 and 4 of reference 1. For computer input values, the mean monthly values were converted to mean daily values which were changed semi-monthly (Table 1).

TABLE 2

*Estimate of Apparent Moisture Storage Capacity Los Trancos Creek Basin
(all values in inches)*

Year	Runoff	Seasonal Evapotranspiration ⁽³⁾	Precipitation	Moisture Storage
1931	0	6.2	15.6	9.4 ⁽¹⁾
32	6.0	6.7	26.1	13.4 ⁽¹⁾
33	1.6	7.3	18.0	9.1 ⁽¹⁾
34	1.2	6.6	15.8	8.0 ⁽¹⁾
35	3.9	11.9	28.9	13.1
36	4.3	10.0	25.1	10.8
37	8.1	9.1	32.7	15.5
38	14.3	12.0	38.3	12.0
39	1.0	11.1	18.4	6.3 ⁽¹⁾
40	13.4	10.5	37.8	13.9
41	16.0	13.2	44.8	15.6
Ave	6.2	9.5	27.4	13.5 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Rainfall insufficient to fill moisture storage

⁽²⁾ Excluding values marked ⁽¹⁾

⁽³⁾ The sum of the monthly values of precipitation or evapotranspiration, whichever is least in any month

3.3. Soil moisture storage

Two levels of moisture storage were assumed as suggested by Kohler (¹). Total storage capacity was taken as 13 inches, arbitrarily divided into an upper level component of 2 inches and a lower level storage of 11 inches. An approximate estimate of the moisture-storage capacity is given by the difference between annual precipitation and annual runoff (in years of generous rainfall) adjusted for evapotranspiration occurring during the rainy season (Table 2). In this study, the first estimates of the various constants were adjusted on the basis of trial runs. Much further investigation will be necessary to define rigorous rules for estimating these constants. The moisture storage capacity is a function of soil-type and root-zone thickness but no attempt was made to evaluate these factors in this case.

3.4. Impervious area runoff

Some runoff occurs in almost every storm, regardless of the moisture conditions within the basin. This includes runoff from impervious areas—roads, buildings, rock outcrops, etc. and rainfall on the stream channels. The percentage of runoff of this kind appears to increase as moisture storage in the basin increases. The increase may result from larger area of water surface in the streams, local soil areas raised to full storage capacity, and decreasing infiltration from runoff of impervious areas flowing over pervious soil. The final equation utilized in this study gives the impervious area runoff Q_i as

$$Q_i = 0.0075 (S_u + S_l)P_b \quad (2)$$

where S_u is upper level moisture storage and S_l is the lower level moisture storage. Thus at the beginning of a season when both S_u and S_l are zero, Q_i is zero. At the point where the moisture storage is full (13 inches), $Q_i = 0.0075 \times 13 = 0.0975 P_b$.

A first estimate of the constant in Eq. (2) was made by inspecting the available record and computing the percentage of runoff from rains which are less than the estimated daily infiltration.

3.5. Infiltration

The use of the infiltration concept in a computation of this kind is hampered by the fact that while computations are made on a daily basis, rainfall does not necessarily occur for 24 hours on each rainy day. From a knowledge of the area and inspection of hourly rainfall data, it was assumed that the average duration of significant rainfall on a rainy day was 6 hours. A minimum infiltration rate of 0.05 inches per hour was taken as applicable to this area. Hence the assumed minimum daily infiltration was $6 \times 0.05 = 0.30$ inches per day. Inspection of several major storms occurring early in the season when moisture storage was nearly zero, showed that runoff was approximately equal to $P_b - 2.50$. Since impervious area runoff would be nearly zero under these conditions, the maximum infiltration rate was taken as 2.50 inches per day (equivalent to about 0.4 inch per hour). Infiltration rates were assumed to vary between these two limits as a linear function of lower level soil moisture. The equation for infiltration rate is therefore

$$F = 2.50 - 0.20S_l \quad (3)$$

It seems quite probable that the variation of infiltration rate with moisture deficiency is non-linear. However, the linear function is much easier to program for the computer and appears, in this case at least, to be sufficiently accurate.

3.6. Percolation to groundwater

The Los Trancos Creek basin has no general regional groundwater. The topography is quite steep and the geology consists largely of the Santa Clara shales, stilstones, and sandstones with very low permeability. Some water is, however, trapped as perched groundwater above locally impervious strata and some is retained in small alluvial cones or local alluvial deposits in some of the valleys. A portion of this water subsequently appears in the streams as influent seepage along the stream channels, or as flow from numerous small springs which develop on the hillsides during the latter part of the rainy season.

The approximate rate of percolation to groundwater storage may be estimated by estimating the total groundwater runoff during the period of record and dividing this by the number of days with significant rainfall. It might be expected that the percolation to groundwater would be dependent on the soil moisture with little water moving to the groundwater until a substantial part of the moisture storage in the soil is filled. The equation for percolation to groundwater, G , used in this study was

$$G = 0.0272S_t \text{ when } S_u = 2 \quad (4)$$

This represents a linear variation from zero percolation when there is no moisture in the lower level to 0.30 inch per day when the lower level moisture is at maximum (11 inches). Percolation to groundwater was assumed to occur only when the upper level soil moisture storage was filled (i.e., $S_u = 2$).

3.7. Direct runoff to stream

Inspection of hydrographs showed that on the average 70 per cent of the direct runoff from a day of rainfall appeared at the gaging station on that day. This is obviously quite variable because much depends on the time of occurrence of rainfall during the day. However, as long as the computation is to be made on a daily basis, there is no way to make the results more precise. The recession constant for direct runoff on Los Trancos Creek is 0.5. The equation for daily direct runoff is :

$$Q_d = 0.7R_d + 0.5R_s \quad (5)$$

where R_d , the computed direct runoff for the day is given by

$$R_d = Q_t + (P_b - E_p - Q_t - F) \quad (6)$$

Only positive values of the second term of Eq. (6) are considered. Q_d is in inches and must be multiplied by an appropriate constant to obtain the units of streamflow desired.

R_s in Eq. (5) represents the water retained in channel storage within the basin. It is given by

$$R_s = \sum_{t=0}^{t=n-1} R_d - \sum_{t=0}^{t=n-1} Q_d \quad (7)$$

where the summations indicate the total of all values from the beginning of the computation or the point $R_s = 0$ to the day preceding the one for which the computations are being made.

3.8. Groundwater runoff

It was assumed that the groundwater flow in the stream at any time, Q_g , was a linear function of the total quantity of groundwater storage, G_s . Trial computations

showed that the amount of groundwater storage accumulated using Eq. (4) was considerably larger than the groundwater flow estimated from the record. This may mean, of course, that Eq. (4) allows too much percolation to groundwater. However, it is reasonable to assume that a part of the groundwater is dissipated by evapotranspiration from the groundwater; that part of it percolates slowly to deeper groundwater which does not contribute to the streamflow at the gaging station; and that part of the groundwater which reaches the stream is lost by evapotranspiration through riparian vegetation. There is also some withdrawal of groundwater through wells in the basin. The fact that some of the groundwater is lost in one or all of these ways is supported by the fact that immediately after a heavy rain the groundwater flow observed in the stream is very nearly equal to

$$Q_g = 0.02 G_s \quad (8)$$

but the flow decreases more rapidly than could be explained by depleting the groundwater storage following Eq. (8). The use of a factor of 0.02 is equivalent to a recession constant (Q_2/Q_1) of 0.98 while the actual groundwater recession constant for the stream is 0.97. Therefore G_s , the groundwater storage, was defined by

$$G_s = \sum_{t=0}^{t=n} G - \sum_{t=0}^{t=n-1} Q_g - \sum_{t=0}^{t=n-1} G_2 = \sum_{t=0}^{t=n} G - \sum_{t=0}^{t=n} 0.03 \sum_{t=0}^{t=i} G \quad (9)$$

where G is defined by Eq. (4), Q_g by Eq. (8), and G_2 is the lost groundwater taken as $0.01G_s$. Thus two-thirds of the groundwater accretion is assumed to reach the gaging station as surface flow and one-third is assumed to be dissipated. With G_s as defined by Eq. (9), the recession constant for Q_g of Eq. (8) is actually 0.97.

3.9. Total daily stream flow

The total daily streamflow is simply the sum of the direct and groundwater flows, i.e.,

$$Q = Q_d + Q_g \quad (10)$$

3.10. Actual evapotranspiration

On days when the precipitation is less than the potential evapotranspiration the soil moisture storage (if any) is reduced by the actual evapotranspiration. It is assumed that water is first removed from the upper level storage and whenever replacement is available that the upper level moisture is restored first. If the upper level moisture is completely depleted, evapotranspiration reduces lower level storage and if upper level moisture is full, excess infiltration refills the lower level storage.

Kohler (¹) suggests that upper level moisture should be depleted at the potential rate but that lower level moisture is depleted at a rate proportional to the amount of moisture in lower level storage, i.e.

$$E_a = E_p \quad (\text{for upper level moisture}) \quad (11a)$$

$$E_a = E_p \frac{S_l}{11} \quad (\text{for lower level moisture}) \quad (11b)$$

His arguments for this seem quite sound. Certainly on a basin wide basis, actual evapotranspiration must decrease as the availability of moisture decreases.

In the case of Los Trancos Creek, however, it was observed that the use of Eq. (11a) for both upper and lower level moisture did not give greatly different results than the use of Eq. (11b). With a concentrated rainy season, and relatively light

rainfalls, most of the moisture exchange takes place in the upper level. The lower level moisture fills steadily as the season progresses but relatively little water is removed from it during the rainy season. Only after the rains are over and the upper level moisture is depleted, does any serious depletion of lower level storage begin. However, since the seasonal rainfall is over and there can be no further direct runoff or accretion to groundwater, the rate of depletion of the lower level moisture is not important. The computer program is simplified by using only Eq. (11a).

The division into upper and lower level soil moisture was initially adopted because is seemed more logical than the assumption of a single level. As it finally developed, the only effect of the two-level assumption is on the infiltration rate and the rate of percolation to groundwater. The computations would be still further simplified by assuming only a single level of moisture storage and it seems likely that the accuracy of the procedure would not be greatly altered. No test was made using the single level assumption.

4. RESULTS

A comparison of actual versus computed flows for a typical year appears in Fig. 2. Also shown on this plot are rainfall and upper and lower level soil moisture.

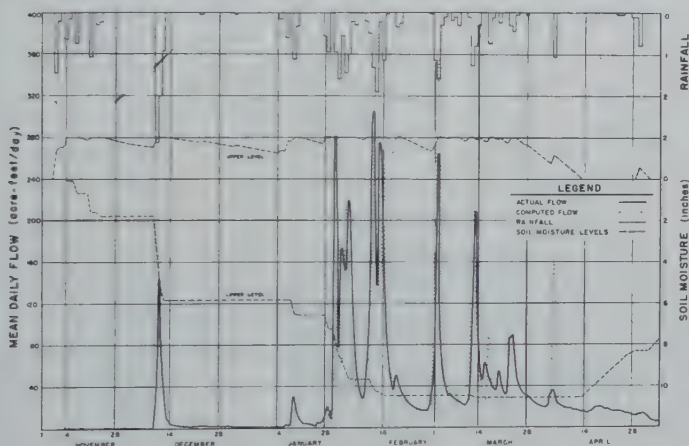


FIGURE 2

It will be noted that the agreement between actual and computed flow is quite good. In general the daily distribution in large storms is in error. This results, in part, because the daily values of rainfall tend to divide major rainfalls between two days although total duration may be less than 24 hours. A different division of rainfalls into daily values might alter the runoff from precipitation in excess of infiltration, although the assumed infiltration rates do correct in part for this situation. The time of rainfall on any day is also variable and would result in differing percentages of total runoff appearing on the first day. Another error results because precipitation observations are made at 1700 hours each day, while the streamflow data are on a midnight to midnight basis. These are inherent limitations of the data and no obvious remedy is available.

In addition to the maldistribution of runoff, other cases can be noted where total storm runoff is either over- or under-computed. These result from a multitude of causes—actual basin rainfall not accurately given by the adjustment of Palo Alto

rainfall, actual potential evapotranspiration different than the normal values used, unusual rainfall intensity pattern in the storm, etc. However, in total for the 10 years of record available on the stream, the estimated runoff was only six percent high, and the actual frequency distribution of mean daily flow does not differ greatly from the computed frequency distribution (Table 3). Table 4 gives monthly and annual

TABLE 3
Comparison of Daily Flow Distribution—Los Trancos Creek

Class Limits CFS	Number of Days		Percent of Time		Summation Days		Summation Percent	
	Actual	Estimate	Actual	Estimate	Actual	Estimate	Actual	Estimate
0	2205	2212	67.1	67.3	3287	3287	100	100
1	392	276	11.9	8.4	1082	1075	32.9	32.7
2	259	271	7.9	8.2	690	799	21.0	24.3
4	90	179	2.7	5.5	431	528	13.1	16.1
6	63	105	1.9	3.2	341	349	10.4	10.6
8	54	63	1.7	1.9	278	244	8.5	7.4
10	72	73	2.2	2.2	224	181	6.8	5.5
15	40	32	1.2	1.0	152	108	4.6	3.3
20	48	19	1.5	0.6	112	76	3.4	2.3
30	17	10	0.5	0.3	64	57	1.9	1.7
40	11	7	0.3	0.2	47	47	1.4	1.4
50	7	7	0.2	0.2	36	40	1.1	1.2
60	4	3	0.1	0.1	29	33	0.9	1.0
70	4	2	0.2	0	25	30	0.8	0.9
80	5	3	0.1	0.1	21	28	0.6	0.9
90	1	3	0	0.2	16	25	0.5	0.8
100	5	7	0.2	0.2	15	22	0.5	0.7
120	4	3	0.1	0.1	10	15	0.3	0.5
140	1	1	0	0	6	12	0.2	0.4
160	0	2	0	0.1	5	11	0.2	0.3
180	1	1	0	0	5	9	0.2	0.3
200	2	4	0.1	0.1	4	8	0.1	0.2
250	1	2	0	0.1	2	4	0.1	0.1
300	1	2	0	0.1	1	2	0	0.1
350								

TABLE 4

*Comparison of estimated and observed monthly and annual runoff
Los Trancos Creek (all values in inches)*

Year	Estimate	Actual	Difference	Year	Estimate	Actual	Difference
1931-32				1932-33			
Oct.	—	—	—	Oct.	0	0	0
Nov.	—	—	—	Nov.	0	0	0
Dec.	1.92	1.61	+0.31	Dec.	0.07	0.04	+0.03
Jan.	1.58	1.22	+0.36	Jan.	0.52	0.65	—0.13
Feb.	2.75	2.18	+0.57	Feb.	0.49	0.19	+0.30
Mar.	0.49	0.41	+0.08	Mar.	0.38	0.27	+0.11
Apr.	0.20	0.20	0	Apr.	0.08	0.18	—0.10
May	0.07	0.16	—0.09	May	0.04	0.17	—0.13
June	0.03	0.10	—0.07	June	0.01	0.05	—0.04
July	0.01	0.03	—0.02	July	0	0	0
Aug.	0.01	0.03	—0.02	Aug.	0	0	0
Sept.	0	0.01	—0.01	Sept.	0	0	0
Annual	7.06	5.95	+1.11	Annual	1.59	1.55	+0.04
1933-34				1934-35			
Oct.	0	0.02	—0.02	Oct.	0	0	0
Nov.	0	0.01	—0.01	Nov.	0.06	0.02	+0.04
Dec.	0.19	0.23	—0.04	Dec.	0.24	0.02	+0.22
Jan.	0.33	0.28	+0.05	Jan.	1.22	1.14	+0.08
Feb.	0.30	0.43	—0.13	Feb.	0.58	0.15	+0.43
Mar.	0.13	0.16	—0.03	Mar.	1.65	0.78	+0.87
Apr.	0.09	0.03	+0.06	Apr.	1.33	1.26	+0.07
May	0.02	0.01	+0.01	May	0.20	0.36	—0.16
June	0.01	0	+0.01	June	0.08	0.08	0
July	0	0	0	July	0.03	0.06	—0.03
Aug.	0	0	0	Aug.	0.01	0.03	—0.02
Sept.	0	0	0	Sept.	0.01	0.02	—0.01
Annual	1.07	1.17	—0.10	Annual	5.41	3.92	+1.49

TABLE 4 (continued)

Comparison of estimated and observed monthly and annual runoff
Los Trancos Creek (all values in inches)

Year	Estimate	Actual	Difference	Year	Estimate	Actual	Difference
1935-36				1936-37			
Oct.	0.01	0.03	-0.02	Oct.	0	0.01	-0.01
Nov.	0	0.01	-0.01	Nov.	0	0.01	-0.01
Dec.	0.01	0.02	-0.01	Dec.	0.23	0.07	+0.16
Jan.	0.25	0.31	-0.06	Jan.	0.98	0.46	+0.52
Feb.	1.43	2.61	-1.18	Feb.	3.07	2.49	+0.58
Mar.	0.76	0.50	+0.26	Mar.	4.41	3.90	+0.51
Apr.	0.41	0.51	-0.10	Apr.	0.69	0.67	+0.02
May	0.05	0.15	-0.10	May	0.25	0.31	-0.06
June	0.02	0.07	-0.05	June	0.09	0.09	0
July	0.01	0.03	-0.02	July	0.04	0.06	-0.02
Aug.	0	0.02	-0.02	Aug.	0.02	0.04	-0.02
Sept.	0	0	0	Sept.	0	0.03	-0.03
Annual	2.95	4.26	-1.31	Annual	9.78	8.14	+1.64
1937-38				1938-39			
Oct.	0	0.03	-0.03	Oct.	0.03	0	+0.03
Nov.	0.11	0.02	+0.09	Nov.	0.05	0.01	+0.04
Dec.	1.35	0.64	+0.71	Dec.	0.09	0.04	+0.05
Jan.	0.47	1.01	-0.54	Jan.	0.24	0.12	+0.12
Feb.	5.68	6.05	-0.37	Feb.	0.51	0.41	+0.10
Mar.	4.42	4.42	0	Mar.	0.29	0.33	-0.04
Apr.	1.22	1.40	-0.18	Apr.	0.11	0.08	+0.03
May	0.27	0.42	-0.15	May	0.03	0.03	0
June	0.08	0.16	-0.08	June	0	0.01	-0.01
July	0.04	0.08	-0.04	July	0	0	0
Aug.	0.02	0.05	-0.03	Aug.	0	0	0
Sept.	0	0.04	-0.04	Sept.	0	0	0
Annual	13.66	14.32	-0.66	Annual	1.35	1.03	+0.32

Table 4 (continued)

Comparison of estimated and observed monthly and annual runoff
Los Trancos Creek (all values in inches)

Year	Estimate	Actual	Difference	Year	Estimate	Actual	Difference
1939-40				1940-41			
Oct.	0	0	0	Oct.	0	0	0
Nov.	0	0	0	Nov.	0	0	0
Dec.	0	0	0	Dec.	0.96	0.54	+0.42
Jan.	1.58	1.31	+0.27	Jan.	3.15	2.36	+0.79
Feb.	6.23	5.76	+0.47	Feb.	5.49	5.07	+0.42
Mar.	4.84	3.78	+1.06	Mar.	3.71	3.05	+0.66
Apr.	0.88	1.87	-0.99	Apr.	3.63	4.10	-0.47
May	0.25	0.41	-0.16	May	0.43	0.66	-0.23
June	0.06	0.15	-0.09	June	0.15	0.25	-0.10
July	0.02	0.08	-0.06	July	—	—	—
Aug.	0	0.05	-0.05	Aug.	—	—	—
Sept.	0	0.03	-0.03	Sept.	—	—	—
Annual	15.11	13.44	+0.42	Annual	17.52	16.03	+1.49

Full Period

Total R.O. 69.81
Total Error 4.44 in. = 6.4%

	Average Runoff	Bias	Average Error	Standard Error	Number of Cases
Months above 1.0 in. R.O.	2.90	+0.17	0.49	0.58	20
Months between 0.30 and 0.99	0.49	-0.08	0.22	0.33	18
Months between 0.11 and 0.29	0.19	+0.02	0.12	0.16	15
Months between 0 and 0.10	0.03	-0.002	0.024	0.044	62
Total	0.62	+0.004	0.103	0.273	115

values of runoff for the period of observed record and indicates the standard error of the computed values. The comparison indicates that the procedure gives results which are quite accurate and probably much better than could have been obtained by other methods. Spring months are overestimated and summer months underestimated but this should be easily corrected. An increase in infiltration capacity and accretion to groundwater is probably indicated. The computation of flow in acre-feet and the preparation of monthly summations was easily done on the computer after the daily

output cards were available. The expected diversions to Felt Lake were also computed on the machine from the known equation of the diversion.

An approximate check on the procedure from independent data is also available. Los Trancos Creek is a tributary of San Francisquito Creek (drainage area — 37.5 sq. mi.). A record of flow on this creek is available also from 1951 to 1959. Calculating San Francisquito Creek flows as function of Los Trancos Creek yields an estimate for this 9 year period which is eight per cent high. The amount of error involved in the adjustment between the two creeks is not known, but the eight percent error suggests that the overall procedure is quite accurate.

It should be noted that the total runoff of Los Trancos Creek is quite small, averaging only about 6 inches from a normal rainfall of 26.5 inches. This is typical of arid and semiarid regions, and is a situation in which estimates of runoff based on monthly or annual rainfall may be quite inaccurate. The distribution and magnitude of individual storms is an important factor in determining the runoff.

5. CONCLUSION

A method has been presented which appears to be effective for the synthesis of daily streamflow when precipitation records are available. Since only a single trial is reported no generalizations are possible. It is evident, however, that the procedure is particularly applicable where a definite rainy season exists. This permits isolation of the results of individual years and simplifies the evaluation of the necessary equations. However, there is no obvious reason why the procedure should not be applicable for basins which have a relatively uniform distribution of rainfall throughout the year. Further studies of the procedure will be conducted at Stanford University.

REFERENCE

- KOHLER, M.A., « Meteorological Aspects of Evaporation Phenomena », Trans. International Association of Hydrology, *Toronto General Assembly*, Vol. III, pp. 421-436, 1958.

SYMBOLS

- E_a — actual evapotranspiration, inches per day.
 E_p — potential evapotranspiration, inches per day.
 F — infiltration capacity, inches per day.
 G — accretion to groundwater storage, inches.
 G_d — groundwater flow not discharged to stream, inches.
 G_s — accumulated groundwater storage, inches.
 P_b — average precipitation over the basin, inches.
 P_s — precipitation at the index station, inches.
 Q — total mean daily streamflow, inches.
 Q_d — increment of mean daily flow from direct runoff, inches.
 Q_g — increment of mean daily flow from groundwater, inches.
 Q_i — runoff from impervious areas, inches.
 R_d — computed direct runoff for any day, inches.
 R_s — direct runoff retained in storage within the basin, inches.
 S_2 — moisture in lower level soil storage, inches.
 S_u — moisture in upper soil storage, inches.
 t — time in days.
 n — the day under analysis.
 i — the i th day in the series from 0 to n .
— — the bar over a symbol indicates a long period time average

APPLICATION OF COMPOSITION METHODS FOR COMPUTING RUN-OFF

L. T. FEDOROV
U S S R

THESES

1. The modern procedures for computing run-off have the probability form. When flow records are available, design values of flows are determined from probability distribution curves; when such records are unavailable or insufficient various indirect methods are employed.

2. The theoretical studies in hydrology carried out in the USSR showed that the composition methods may be used in calculating the run-off. The essence of the composition method lies in that the distribution law of probabilities of the run-off characteristics under consideration the function χ can be derived from the analysis of the distribution laws of probabilities of arguments, the most important physical factors determining the given characteristics of run-off being assumed as arguments.

3. When the law of frequency distribution of function is supposed to be known, the so-called «parametric composition» may be applied for calculating the run-off. The parametric composition provides for the parameters of the curve of frequency distribution of the function, above all the mean χ and variation coefficient C_χ to be derived from composing the corresponding parameters of arguments.

The parametric composition is greatly advantageous when observed data are insufficient, because there would be no need to make chronologically uniform sample of arguments. This latter fact substantially widens the empirical basis of hydrological studies.

5. The theory of probability offers relatively simple methods of composing the parameters of distribution curve χ and C_χ provided the arguments are independent. More complex are the composition methods using interrelations between arguments.

6. Application of the parametric composition method is discussed with calculation of the maximum discharges of water due to snow melting and rainfall floods observed on small rivers and on intermittent drying streams taken as an example. In addition to the observed data on flows, weather records were widely used in these computations.

The insufficiency of long-term hydrologic and weather records in some points, under certain conditions, can be balanced by using jointly the short-term records and preparation of regional characteristics.

ON THE REGULARITIES OF LONG TERM RIVER FLOW PLUCTUATIONS

S.N. KRITSKY & M.F. MENKEL
U S S R

THESES

1. The practical aim of river flow studies is to foresee the flow under which the projected hydraulic works are to be operated. The prevision of the future bases on the knowledge of the past. To decide which traits of the past can be transferred into the future it is necessary to ascertain the laws of the long term river flow alterations and fluctuations. To find out these laws is the most important problem of the scientific hydrology as a branch of geophysics.

2. The sequence of the river flow values is a stochastic process. With the course of time alterate the parameters of the flow frequency distribution. The studying of the process is just at the beginning. At the present level of knowledge the practical estimation of flow bases upon the following assumptions :

a) The mean flow of long term periods tends to its expectation which practically does not change during several decades. This assumption is the foundation of all water and power estimates based on flow gauging records. The assumption reflects the fact that within the available long term river flow records secular tendencies or cycles could not be trustworthy determined. The experience of hydraulic engineering shows that within periods dealt with in engineering estimates the secular tendencies and cycles seem to not alter noticeably the regime of river flow.

b) The annual fluctuations of river flow follow a frequency distribution. For each river with several decades of flow gauging records the mean and the standard deviation of annual flow can be estimated more or less accurately. A judgement about the value of the skewness coefficient can be obtained by analysing jointly the records of a number of hydrologically similar rivers. The annual flows of many rivers are in a satisfactory agreement with the gamma distribution (Pearson's type 3, with skewness coefficient equal to the doubled variation coefficient).

c) The adjacent annual flows of a river are correlated. The sequence of annual flows forms the Markov chain. The interrelation between the adjacent flow values is not tight. The correlation coefficient seems to be far below 0.5. Nevertheless even the faint tendency to form sequences of dry years does increase the occurrence of lingering draughts.

d) The seasonal fluctuations of the river flow follow an annual cycle reflecting the alternation of seasons of the year. The flow of each year varies in relation to the mean both in the amount of water discharges during a given season and in the characteristic dates of the annual flow cycle.

3. The following main problems need further studying : secular tendencies and cycles in the river flow; the frequency distribution of annual and seasonal flow values of maxima etc.; the laws of alternation of dry and wet years.

Rivers of various climatic zones and different hydrological types are to be studied. The insufficient length of separate flow gauging records is to be compensated by means of joint analysis of hydrologically similar rivers. In parallel to the flow record studies the interrelations of hydrological phenomena with influencing them geo and helio physical processes — meteorological characteristics, solar cycles — are to be examined.

4. The study of natural river flow must be followed by research elucidating the alterations due to human activities — deforesting, fallowing of virgin areas etc.

SOME OBSERVATIONS ON DISCHARGE IN A SMALL ICE COVERED RIVER IN FINLAND

J. SAARINEN

SUMMARY

At the recording station situated above the falls the water level has been under observation and fluctuations of quite a quick rate had been established in it at times of winter. However, the respective changes were not reflected in the discharges. Fluctuations followed rather closely the changes in air temperature.

Discharges computed on the basis of the output of hydro-electric power plant during one winter have been compared with respective values obtained from the discharge curve.

For studying discharges of an ice-covered river special investigation work has been carried out by Hydrological Office in Finland in years 1958-59. This investigation has been concentrated upon the water system of Eurajoki river in S.W. Finland.



Fig. 1 — Water system of Eurajoki river, hydrologic and meteorological stations.

Eurajoki river (Fig. 1) begins from Lake Pyhäjärvi and discharges into the Gulf of Bothnia from the north side beyond the town Rauma. The tributary Köyliönjoki river, which starts from Lake Köyliönjärvi, joins Eurajoki river from the right hand side. The actual area for investigation in Eurajoki river begins at Pappilankoski hydro-electric power plant. It includes some 3.5 kilometers of regular river the breadth of

which varies from 20-30 meters and the depth from 1-2.5 meters during mean water level respectively. The ground of the river bed is hard clay mixed with stones, and the river banks are peat land. From Pappilankoski downwards the tributary Vuojoki river flows into Eurajoki river from the left hand side. The drainage area of Vuojoki is 140 km². At a distance of 1.4 kilometers downwards from this confluence there are the 200 meters long Suutelankoski rapids. The drainage area of Suutelankoski is 1330 km², the lake percentage 13.3, and the total fall of the rapids is 1.1 meters at the time of mean water level. The ground of the river bed of Suutelankoski rapids is very rough and stoney. The breadth of the rapids varies from 10-30 meters. From Suutelankoski rapids downwards at a distance of 0.9 kilometers are Nolponkoski rapids with a fall of 1.1 meters. During the time of observation no ground ice was observed in any of the rapids and very little ice sludge.

For checking the discharge computed on the basis of the output of Pappilankoski power plant 20 discharge measurements were made under different conditions of running. The conditions in winter 1958-59 were favourable considering continuous observation of discharges. Comparison between measurements carried out under different conditions show that the accuracy of the 24-hr values of the power plant varies within the limit of ± 4 per cent. The daily discharge has been calculated from observations made every four hours.

The discharge of Vuojoki river was measured at a dam built up for this purpose in the mouth of the river. The discharge curve for the dam was drawn on the basis of discharge measurements. Ice cover did not disturb the discharge.

About 100 meters above Suutelankoski a water level recorder had been installed for which a discharge curve was drawn. Measurements, both in summer and in winter were carried out at the cross section close to the recording station. Also measurements of the thickness of ice were carried out there every five days. The daily discharge of Suutelankoski is determined at the same time intervals as at Pappilankoski power plant. The open-water discharge values of Suutelankoski may be regarded to be as accurate as the discharge values of the power plant.

Quite close to Suutelankoski air temperature observations were obtained from a thermograph.

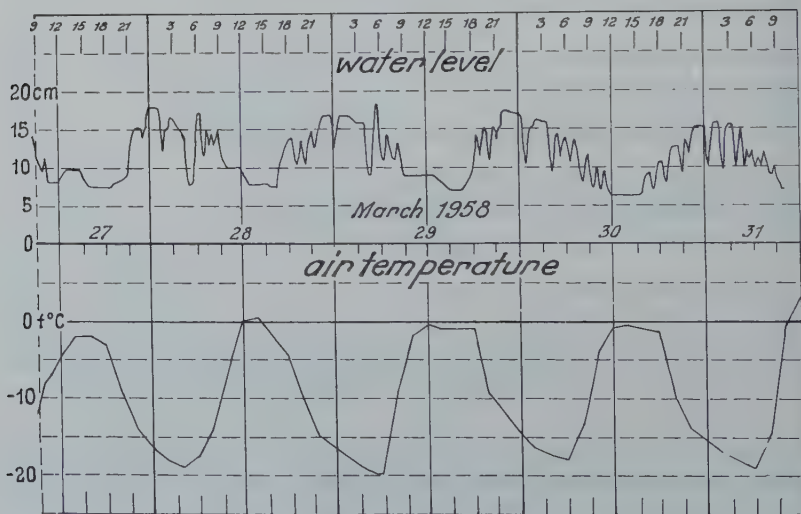


Fig. 2 — Suutelankoski, chart of water level recorder and thermograph 27-31 March, 1958.

A clear picture of the influence of ice conditions on water level is given in Fig. 2, there the chart of water level recorder as well as the thermograph for the same time is seen. Fluctuations in water level follow the changes in air temperature. The considerably swift fluctuations of water level occurring during the increase of water level at night time are probably caused by the intensive and quick freezing between the stones and on the surface of them and at the shores of the rapids, the freezing, however, never becoming sufficiently strong for being able to dam the water continuously. Instead of which there occur quick relaxations of the dam formations. During the time from March 27-31, 1958, the average increase of water level at night time was 7-10 centimeters and swift increases, not exceeding 1-2 hours in duration, averaged from \pm 1-4 centimeters. According to the measurements at Suutelankoski, the discharge remained practically unchanged being about 9.0 m³/sec. According to the open water discharge curve an increase in water level of 7-10 centimeters implies an increase of discharge by 20 per cent.

At least in this case the observations indicate a considerable dam formation of temporary character caused by the severe night frost. Thus water level observations made once a day, e.g. at 7 or 8 o'clock do not give the actual daily discharge.

Next the sum of the discharge measured at Pappilankoski power plant and at the measurement dam will be compared with the discharge computed for Suutelankoski. The drainage area of Suutelankoski is practically the same as the sum of the drainage areas of Pappilankoski power plant and the measurement dam mentioned above.

The discharges have been computed according to the method by L.M. Kovalev (1) as it is presented by D.E. Skorodumov and N.K. Sibirjakova (2).

The discharge in winter (Q_w) can be computed from the following formula :

$$(1) \quad Q_w = k \cdot Q_s$$

there Q_s indicates the discharge corresponding with the water level at times of open water respectively. The coefficient $k = f(\alpha)$ depends on the decrease of the cross section area caused by freezing and on the changes of friction and surface slopiness. The function $f(\alpha)$ has the following general characteristics : $f(1) = 1$ when the river is unfrozen and $f(0) = 0$ when the river is totally frozen. However, the latter condition is not always inevitable. According to Fig. 3 α will be determined in practice as follows :

$$\alpha = \frac{F_s - F_e}{F_s} = \frac{F_w}{F_s}$$

there F_e is the ice sheet of the cross section under the water level, F_s cross section area of the river corresponding to the same water level at open water and F_w the living cross section area of the ice-covered river.

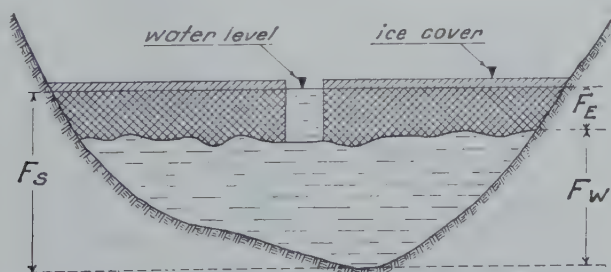


Fig. 3 — Schematic picture for determination of α .

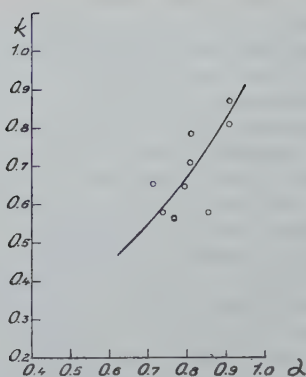


Fig. 4 — Suutelankoski, $k = f(\alpha)$ in winter 1957-58

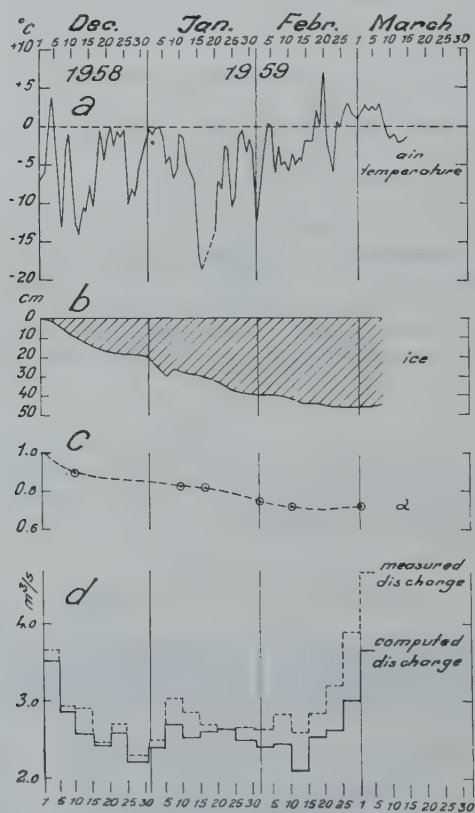


Fig. 5 — Suutelankoski a) daily mean air temperature, b) mean thickness of ice c) measured α , d) measured and computed discharges.

Q_w is obtained from the discharge measurements and Q_s from the discharge curve of open water for the same water level as Q_w respectively. On the basis of these $k = f(\alpha)$ will be determined.

After the dependency $k = f(\alpha)$ has been established on the basis of observations, the dependency will be applied in such a way, that α will be determined by ice observations and every corresponding value k will be obtained from the curve $k = f(\alpha)$. The discharge will be computed by formula 1.

Dependency $k = f(\alpha)$, provided this has been established, may remain practically constant for many years. In some cases different dependencies will be obtained for individual winters.

The method has been adopted in computing Suutelankoski discharges in winter 1958-59 and $k = f(\alpha)$ was determined by the 10 measurements carried out in winter 1957-58. The results of measurements of the same cross section have been shown in Fig. 4, the curve $k = 0.13 \cdot e^{2\alpha}$ illustrating the adjusted values.

In Fig. 5 the development of air temperature a), and the thickness of ice b) is seen, and in point c) are the values of α measured in winter 1958-59, these being the basis for determining k for five days periods. The discharge computed according to the formula 1 is shown in point d) in Fig. 5.

From December, 1, 1958 the river had a uniform ice cover and the breaking-up of ice occurred in March 8, 1959. The under side of the ice sheet was generally smooth, without any loose ice cakes. Measurements of surface slope of the water level above Suutelankoski indicated that the percentage of the surface slope in the ice-covered river was on an average 1.4 times greater than at the same water level at times of open water.

Comparison between the measured discharges of Suutelankoski and the computed ones prove the fact that in general the computed values are smaller than the measured ones. In this case the difference during December and January were in general within the limit of accuracy of measurement, except at the three periods of five days, when the difference was greater. From beginning of February the difference increased. In February 22, water rose above the ice and the volume of this water increased continuously until the breaking-up of ice-cover. The water layer on the ice changed the conditions of discharge, in as much as at the same time a sinking of the ice occurred.

LITERATURE

- (1) KOVALREV, L.M. : Raschety zimnego stoka rek s ledjanyim pokrovom.
- (2) SKORODUMOV, D.E. and SIBIRJAKOVA, N.K. : Ob uslovijah primenimosti sposoba L.M. Kovaleva dlja vychislenija stoka vody pri ledjanom pokrove.

INSTANTANEOUS UNIT HYDROGRAPH DERIVATION BY HARMONIC ANALYSIS

T. O'DONNELL, M.A., A.M.I.C.E.,

Lecturer in Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology,
London, S.W. 7.

RESUME

Pour un bassin hydrographique donné, la courbe de distribution en fonction du temps de l'excédent de précipitation est rattachée à la courbe de débit résultant au moyen de l'hydrogramme unitaire instantané lequel est défini comme la courbe de l'écoulement dû à un excédent de précipitation unité réparti instantanément et uniformément sur le bassin. Chacune de ces trois courbes peut être représentée par la somme des termes d'une série harmonique, chaque série ayant la même période de temps fondamentale supérieure ou égale au temps d'écoulement de l'orage.

Les coefficients des harmoniques d'ordre n des trois séries sont exprimés par des formules simples. Les coefficients harmoniques de l'hydrogramme unitaire instantané peuvent donc être déduits des coefficients relatifs aux deux autres courbes d'excédent de précipitation et d'écoulement résultant, ce qui permet de calculer les ordonnées de l'hydrogramme unitaire instantané.

Cette technique a été programmée pour être utilisée dans une calculatrice. Quelques résultats numériques sont présentés.

SUMMARY

For a given catchment, the curve of the distribution with time of rainfall excess is related to the resultant runoff hydrograph by the instantaneous unit hydrograph, which is the curve of runoff from the catchment due to unit rainfall excess being released instantaneously and uniformly over the catchment. Each of these three curves can be represented by the sum of a harmonic series, each series having the same fundamental time period equal to or greater than the time of storm runoff.

The coefficients of the n th harmonics of the three series are related by simple formulae. The harmonic coefficients of an instantaneous unit hydrograph can therefore be derived from the harmonic coefficients of a curve of rainfall excess and its resultant runoff hydrograph. The ordinates of the instantaneous unit hydrograph can then be calculated.

The technique has been programmed for a digital computer. Some numerical results are presented.

1. THE UNIT HYDROGRAPH THEORY

The H-hour unit hydrograph of a catchment is defined as the hydrograph of surface runoff due to one inch of rainfall excess generated uniformly in space and time over the catchment in a period of H hours.

The unit hydrograph theory postulates, *inter alia* :

(i) that the surface runoff hydrograph produced by N inches of rainfall excess generated uniformly over the catchment in H hours can be obtained by multiplying the ordinates of the H-hour unit hydrograph by N;

(ii) that R successive H-hour periods of rainfall excess of magnitudes M inches, N inches, etc., will yield a total surface runoff hydrograph whose ordinate at any time is the sum of the ordinates at that time of R component hydrographs, each one M times, N times, etc. the H-hour unit hydrograph in size and successively displaced by H hours in time.

The unit hydrograph theory is an approximation and does not truly represent the relation between rainfall excess and surface runoff. It implies «linearity of operation»

i.e. that the principle of superposition applies both to concurrent and also to consecutive rainfall excesses. The incorrectness of this concept and of the unit hydrograph theory in general can be demonstrated quite simply using the ordinary principles of hydraulic analysis (Johnstone and Cross, 1949). Nevertheless, the theory forms the basis of a commonly accepted design method which, within its limitations, can be said to have proved itself in practice.

However, the purpose here is not to justify the unit hydrograph theory but rather, taking the theory as it stands, to show that there are simple and unique relationships linking the harmonic coefficients of a curve of rainfall excess and those of its resultant runoff hydrograph when both are analysed harmonically over a common fundamental time period.

2. THE RAINFALL—RUNOFF RELATIONSHIP

The limiting case of the H-hour unit hydrograph as H diminishes to zero is the instantaneous unit hydrograph (IUH). It is the hydrograph of surface runoff due to one inch of rainfall excess being released instantaneously and uniformly over a catchment.

The relation between the distribution with time of rainfall excess, the IUH and the surface runoff hydrograph due to that rainfall excess can be expressed (see Fig. 1) as :

$$Q(t) = \int_0^t i(\tau) \cdot d\tau \cdot U(t-\tau) \quad (1)$$

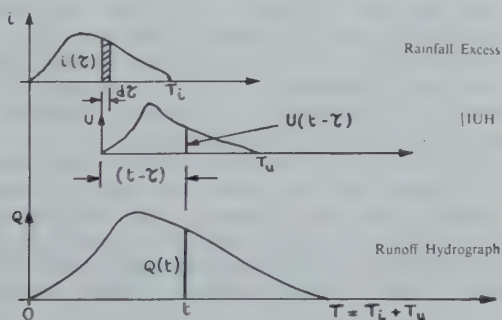


Fig. 1

The discrete rainfall event illustrated in Fig. 1 and the resultant discrete runoff hydrograph would not, at first sight, appear to lend themselves to harmonic analysis, which is a technique usually associated with repeating events. However, there is no objection to postulating the rainfall event of Fig. 1 being repeated as from time T (or, for that matter, any later time) and consequently causing the runoff hydrograph to be repeated also from time T , as shown in Fig. 2. Clearly, T , the duration of surface runoff, is the sum of T_i , the duration of rainfall excess, and T_u , the duration of the IUH.

Equation (1) can now be re-written :

$$Q(t) = \int_{t-T}^t i(\tau) \cdot d\tau \cdot U(t-\tau) \quad (2)$$

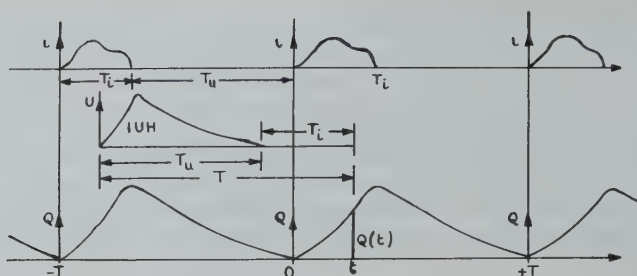


Fig. 2

The new lower limit of $(t - T)$ instead of zero does not alter the value of the integral since, for $\tau < 0$, either :

- (i) $U(t - \tau) = 0$ when $i(\tau)$ has a non-zero value,
- or (ii) $i(\tau) = 0$ when $U(t - \tau)$ has a non-zero value.

The new limit is of significance, however, when evaluating certain integrals in the analysis given later.

It might be expected intuitively that a rainfall excess that followed a sinusoidal pattern with a frequency n , if applied continuously to a catchment, would produce a runoff hydrograph exhibiting a sinusoidal variation, also of the frequency n , but with a phase shift relative to the causative rainfall. It is known that, whatever their amplitudes, the sum of a sine curve and a cosine curve both of a given frequency and in phase is a single sine curve (or cosine curve) of the same frequency but shifted in phase. The sinusoidal hydrograph of our intuitive argument, by the reverse process, could be considered as the sum of a sine curve and a cosine curve of the frequency n , but both now in phase with the causative rainfall. The amplitudes of these two components would depend on the amplitude of the sinusoidal hydrograph itself and on its phase shift relative to the causative sinusoidal rainfall.

If, then, one were to break down rainfall excess and runoff curves for a given catchment into their harmonic sine and cosine components of various frequencies, all based on a common fundamental frequency, one might expect that the four components of any one frequency (two from the rainfall curve and two from the runoff hydrograph) would be linked in some way. Any such link must involve the IUH. To investigate further, it will be necessary to amplify the intuitive argument in formal terms.

3. THE HARMONIC LINKAGE

For the case shown in Fig. 2, the runoff at time t can be expressed by the infinite Fourier expansion :

$$Q(t) = \sum_{r=0}^{\infty} A_r \cdot \cos r \frac{2\pi t}{T} + \sum_{r=1}^{\infty} B_r \cdot \sin r \frac{2\pi t}{T} \quad (3)$$

i.e. $Q(t) = Q(t + T) = Q(t + 2T) = \text{etc.}$

Any fundamental base time greater than T could be used in such a series, merely resulting in different values for the A and B coefficients.

Similar expressions for $i(\tau)$ and $U(t - \tau)$ can be written :

$$i(\tau) = \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cdot \cos n \frac{2\pi\tau}{T} + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \cdot \sin n \frac{2\pi\tau}{T} \quad (4)$$

$$U(t - \tau) = \sum_{m=0}^{\infty} a_m \cdot \cos m \frac{2\pi(t-\tau)}{T} + \sum_{m=1}^{\infty} \beta_m \cdot \sin m \frac{2\pi(t-\tau)}{T} \quad (5)$$

The fact that T is necessarily greater than T_i or T_u and that $i(\tau)$ and $U(t - \tau)$ are therefore zero over parts of the range 0 to T does not invalidate these expressions. As before, different fundamental time periods, as long as they are greater than T_i or T_u respectively, would merely result in different values for the coefficients a , b and α , β .

Substituting equations (4) and (5) into equation (2) and multiplying out, we will arrive at four products for every pair of values of n and m . $Q(t)$ will now be seen to be the sum of an infinite number of integrals, all of which belong to one or other of the following four types :

$$\text{I.} \quad a_n \cdot a_m \int_{t-T}^t \cos n \frac{2\pi\tau}{T} \cdot \cos m \frac{2\pi(t-\tau)}{T} d\tau$$

$$\text{II.} \quad a_n \cdot \beta_m \int_{t-T}^t \cos n \frac{2\pi\tau}{T} \cdot \sin m \frac{2\pi(t-\tau)}{T} d\tau$$

$$\text{III.} \quad b_n \cdot a_m \int_{t-T}^t \sin n \frac{2\pi\tau}{T} \cdot \cos m \frac{2\pi(t-\tau)}{T} d\tau$$

$$\text{IV.} \quad b_n \cdot \beta_m \int_{t-T}^t \sin n \frac{2\pi\tau}{T} \cdot \sin m \frac{2\pi(t-\tau)}{T} d\tau$$

If $m \neq n$, all four types can be shown to be zero when integrated between limits spaced T apart.

If $m = n$, the integrals have the following values :

$$\text{I} = + \frac{T}{2} \cdot a_n \cdot a_n \cdot \cos n \frac{2\pi t}{T} \quad \text{but} = + T \cdot a_0 \cdot a_0 \quad \text{if } m = n = 0$$

$$\text{II} = + \frac{T}{2} \cdot a_n \cdot \beta_n \cdot \sin n \frac{2\pi t}{T}$$

$$\text{III} = + \frac{T}{2} \cdot b_n \cdot a_n \cdot \sin n \frac{2\pi t}{T}$$

$$\text{IV} = - \frac{T}{2} \cdot b_n \cdot \beta_n \cdot \cos n \frac{2\pi t}{T}$$

As the sum of an infinite number of integrals, then, it will be seen that $Q(t)$ reduces to :

$$Q(t) = T \cdot a_0 \cdot \alpha_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{T}{2} (a_n \alpha_n - b_n \beta_n) \cos n \frac{2\pi t}{T} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{T}{2} (a_n \beta_n + b_n \alpha_n) \sin n \frac{2\pi t}{T} \quad (6)$$

Comparing equation (6) with equation (3), it will be seen that the coefficients of the n^{th} harmonics of $Q(t)$ are given by :

$$A_n = \frac{T}{2} (a_n \alpha_n - b_n \beta_n) \text{ for } n \geq 1 ; \quad A_0 = T \cdot a_0 \alpha_0 \quad (7)$$

$$B_n = \frac{T}{2} (a_n \beta_n + b_n \alpha_n) \quad (8)$$

Equations (7) and (8) are the basis of the harmonic linkage between rainfall excess and runoff. They involve the harmonic coefficients of the IUH. Solving equations (7) and (8) for α_n and β_n gives :

$$\alpha_n = \frac{2}{T} \cdot \frac{a_n A_n + b_n B_n}{a_n^2 + b_n^2} \text{ for } n \geq 1 ; \quad \alpha_0 = \frac{1}{T} \cdot \frac{A_0}{a_0} \quad (9)$$

$$\beta_n = \frac{2}{T} \cdot \frac{a_n B_n - b_n A_n}{a_n^2 + b_n^2} \quad (10)$$

With these last equations, the coefficients of the harmonic components of the IUH can be found from the harmonic analysis of rainfall excess and runoff curves. The ordinates of the IUH can then be evaluated from its harmonic components.

Such synthesis is, of course, not necessary if one is concerned only with deriving a runoff hydrograph from some new specified pattern of rainfall excess on a catchment. As long as one has rainfall excess and runoff data from one storm on the catchment, equations (9) and (10) can be used to find the α and β coefficients of the IUH for that catchment. These can be used immediately in equations (7) and (8) along with the coefficients of the new rainfall excess curve to find the coefficients of the new runoff hydrograph. The final step, and the only synthesis required, would be the evaluation of the new runoff hydrograph from its harmonic components.

4. FINITE HARMONIC SERIES

It is necessary to draw a distinction between infinite and finite harmonic series and their coefficients.

The analysis above is based on infinite harmonic series. Any such series sums exactly to the value of the function it represents at every one of the infinite number

of points in the range over which it applies. If we write for such a series the general formula :

$$f(x) = \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cos (nx) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin (nx)$$

then the a and b coefficients are called *Fourier* coefficients and are defined by integrals :

$$a_n = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} f(x) \cos (nx) . dx ; \quad a_0 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} f(x) . dx$$

$$b_n = \frac{1}{\pi} \int_0^{2\pi} f(x) \sin (nx) . dx$$

When it comes to fitting a harmonic series to a set of data, from the nature of the case there is only a finite amount of information, either in tabular form or read off from a curve. The series can then be a finite one only, with a finite number of coefficients. If there are p observations, then we can find only p coefficients divided between the sine and cosine terms. The coefficients of a finite harmonic series are called *harmonic* coefficients and are defined now by sums.

If $f(x) = f_0, f_1, f_2, \dots f_{p-1}, f_p (=f_0)$

at $x = 0, \frac{2\pi}{p}, 2\frac{2\pi}{p}, \dots (p-1)\frac{2\pi}{p}, 2\pi$

$$a_n = \frac{2}{p} \sum_{k=0}^{p-1} f_k \cos n \frac{2\pi k}{p}, \quad b_n = \frac{2}{p} \sum_{k=0}^{p-1} f_k \sin n \frac{2\pi k}{p} \quad (1 \leq n < \frac{1}{2}p)$$

$$a_0 = \frac{1}{p} \sum_{k=0}^{p-1} f_k, \text{ and, if } p \text{ is even, } a_{1/2p} = \frac{1}{p} \sum_{k=0}^{p-1} f_k . \cos(\pi k)$$

(Whittaker and Robinson, 1944)

With p items of data, a finite harmonic series of p terms not only sums exactly to the observed values at the relevant points—it also gives the smoothest possible continuous function fitting that data, since, by taking only the first terms of a harmonic series, we are taking only the low frequency components and leaving out the high frequency ones.

5. THE USE OF HARMONIC COEFFICIENTS

The harmonic linkage of equations (7) and (8) was derived from an analysis that used infinite harmonic series. Consequently, all the coefficients in equations (9) and (10) are Fourier coefficients. Patently, in applying these equations in practice, only harmonic coefficients of rainfall excess and runoff can be used since there can be, in practice, only a finite amount of rainfall and runoff data. The use of harmonic coeffi-

cients instead of Fourier coefficients in equations (9) and (10) must, therefore, be investigated.

Fourier coefficients calculated from the mathematical function defining a curve will differ from the harmonic coefficients calculated from a finite number of points lying on that curve. The differences decrease, however, as the number of points used is increased. As an illustration, the two expressions for a_0 above both define the mean height of a curve. The first is the exact mathematical definition—the second gives the mean height of a number of ordinates and is an approximation to the first, getting closer to it as the number of ordinates used is increased.

Clearly, then, the coefficients of the IUH calculated from equations (9) and (10) cannot be exact Fourier coefficients if the rainfall and runoff coefficients used are harmonic ones. On the other hand, the IUH coefficients can be made to approach their true Fourier values more and more closely as the amount of data used in calculating the harmonic coefficients of the rainfall and runoff is increased i.e. as those coefficients approach their Fourier values.

Any detailed examination of this effect must be viewed in the light of the accuracy of the estimations of the rainfall and runoff data. Such estimations are notoriously imprecise and, inevitably, there are errors in the basic data. These errors in the individual values of the rainfall and runoff data will be of the same order, no matter what the amount of data used, and will be random. Obviously, such errors will lead to errors in the harmonic coefficients evaluated from the basic data, though of a reduced magnitude.

There are thus two entirely separate sources of error affecting the evaluation of IUH coefficients by harmonic analysis. The first, errors in the basic data, leads to harmonic coefficients which are in error. The second arises from the use of harmonic coefficients in place of Fourier coefficients in equations (9) and (10). With p items of data, errors in the harmonic coefficients will decrease in proportion to \sqrt{p} as p increases. The error in using a harmonic coefficient to represent a Fourier coefficient will decrease in proportion to p , if not faster, as p increases.

Qualitatively, it can be concluded that the limit of accuracy in deriving an IUH by harmonic analysis is set by the errors of estimation of data rather than by the errors of the approximation implicit in the harmonic linkage equations.

6. APPLICATION OF THE HARMONIC TECHNIQUE

The evaluation of harmonic coefficients from a set of numerical data consisting, say, of 40 items is a very laborious exercise by the usual computational methods. Equally laborious is the synthesis of a function from its harmonic coefficients. This is true even if one works with only a few significant figures. To achieve satisfactory accuracy in any application of the harmonic technique, however, one must work with an appreciable number of significant figures, particularly in finding and manipulating the coefficients of the higher harmonics. In fact, what would be laborious working to several significant figures would be quite impractical working to a large number if the usual methods of computation were employed.

Fortunately, the modern digital computer is exceptionally well suited to handling repetitive calculations with great accuracy and it does so extraordinarily rapidly. There is available, then, a means of examining the harmonic technique that is neither laborious nor inaccurate. In the example below, the London University «Mercury» computer was used. A program was evolved for :

- (i) finding the harmonic coefficients of equations (3) and (4) from runoff and rainfall excess data,
- (ii) calculating IUH coefficients via equations (9) and (10)
- (iii) synthesising the IUH from its coefficients.

As a first test, rainfall excess and runoff data that had been used to find an IUH by another method (Nash, 1957) were chosen. A comparison of results was then to hand. Table 1, contains the data used. The catchment, that of the Ashbrook, has an area of 248 mi² (643 km²).

In Table 1, column (1) gives the time in hours measured from the start of rainfall excess. Columns (2) and (3) give, respectively, the surface runoff in ft³/sec from

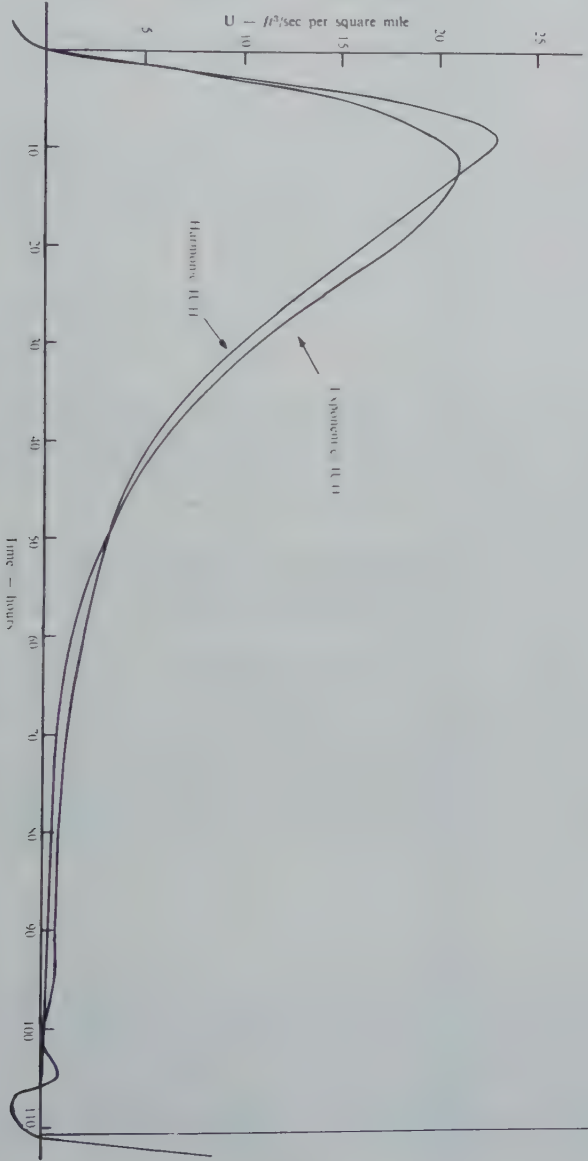


fig. 3

the catchment and the mean intensity of rainfall excess in ft^3/sec over the whole catchment. The latter, though mean intensities over the relevant three-hour periods, were taken to be the values of $i(\tau)$ at $\tau = 0, 3$ and 6 hrs in the calculation of the coefficients of the rainfall excess. Lacking more detailed rainfall information, any other values would have had to be based on some subjective assumptions. It is also of interest to note that shifting the rainfall intensities backwards in time relative to the start of runoff merely shifts the IUH forwards in time by the same amount without changing its shape.

Table 2 lists two sets of ordinates of the Ashbrook IUH at three-hourly intervals. The first is that evaluated from the exponential type equation derived by Nash in his 1957 paper; the second is that derived by the harmonic technique. Both sets have been plotted in Fig. 3. The units are those used by Nash viz. ft^3/sec per square mile.

Inspection of the two IUH curves shows that the harmonic one has the higher peak and that this peak occurs earlier than that of the exponential IUH. The other principal difference is seen at the tail-end of the curves and calls for some discussion.

Since there are 37 runoff ordinates and 3 rainfall ordinates, there should be only 34 ordinates in the IUH i.e. the 35th and succeeding ordinates of the IUH should be zero. Neither set of IUH ordinates shows this.

In theory, the exponential IUH reaches zero only after an infinite time. Prior to the 35th ordinate, however, some 99.4% of the total volume of the IUH has been accounted for. Only a negligible error should be introduced by terminating the exponential IUH at its 34th ordinate.

The shape of the tail of the harmonic IUH may be ascribed to an effect inherent in the harmonic synthesis of a function which has a discontinuity in its derivative, such as occurs at the start of an IUH. The difference between the total volume of the IUH and that given by all 37 ordinates of the harmonic IUH is 1 part in 70,000. With ordinates calculated to 6 decimal places, this error was seen to be due entirely to rounding errors.

A simple test of the two IUH's is to compound each of them with the original rainfall excess figures in order to evaluate the surface runoff hydrograph. This was done on the «Mercury» computer with a straightforward summation program. The results are shown in Table 3.

The first column in Table 3, got via the harmonic IUH, appears to show the actual runoff figures exactly (c.f. Table 1). In fact, the computer results, working to 6 decimal places throughout, did show small differences but only in the 5th decimal place. Such differences can again be ascribed to rounding errors.

The runoff figures got by using the first 34 ordinates of the exponential IUH, shown in the second column of Table 3, exhibit the same sort of divergence from the actual runoff figures that exists between the two IUH curves themselves, which is to be expected. They show a peak later and lower than the actual runoff hydrograph peak.

7. CONCLUSION

The harmonic derivation of an IUH is a practical possibility even with limited rainfall data. It has been made practical only by the use of a modern digital computer. (It may be of interest to record that the «Mercury» computer carried out all three stages of the program described above on a 37-ordinate storm in less than three minutes). Now that a program exists and the results of using one set of data have been verified, data from any other storm on any other catchment can be used with this program to find the IUH for that catchment.

TABLE 1
Data from Ashbrook
flood of 26 / 3 / 1941

Time hrs. (1)	Surface Runoff ft ³ /sec (2)	Rainfall Excess ft ³ /sec (3)
0	0	1829
3	30	3530
6	340	8330
9	980	
12	1320	
15	1390	
18	1280	
21	1160	
24	1040	
27	910	
30	790	
33	680	
36	580	
39	480	
42	390	
45	320	
48	280	
51	240	
54	210	
57	180	
60	155	
63	135	
66	115	
69	100	
72	85	
75	70	
78	65	
81	60	
84	55	
87	50	
90	45	
93	40	
96	35	
99	30	
102	25	
105	15	
108	5	
(111)	(0)	

TABLE 2
IUH ordinates
ft³/sec per square mile

IUH via Exponential Formula	IUH via Harmonic Analysis
0.0000	—0.6210
10.5640	11.9171
17.1523	19.8233
20.2948	22.7462
21.0950	21.0923
20.4242	19.2065
18.9063	17.4388
16.9672	15.3233
14.8855	13.3410
12.8350	11.5095
10.9167	9.9564
9.1830	8.3558
7.6545	6.7550
6.3316	5.3712
5.2033	4.7454
4.2521	4.0214
3.4578	3.5633
2.7998	3.0396
2.2584	2.6076
1.8154	2.2975
1.4550	1.9228
1.1628	1.7057
0.9271	1.4784
0.7374	1.1415
0.5853	1.0626
0.4637	0.9844
0.3667	0.9067
0.2896	0.8245
0.2283	0.7490
0.1797	0.6810
0.1413	0.5679
0.1110	0.5076
0.0870	0.5511
0.0682	0.1536
0.0534	0.1345
0.0417	0.8053
0.0326	—1.5786
0.0255	
0.0199	repeats
0.0155	
etc	

TABLE 3
Comparison of Runoff Hydrographs

Calculated via Harmonic IUH ft ³ /sec	Calculated via Exponential IUH ft ³ /sec
0	0.00
30	89.80
340	319.14
980	862.95
1320	1176.39
1390	1305.49
1280	1312.56
1160	1245.20
1040	1136.92
910	1010.26
790	879.71
680	754.11
580	638.40
480	534.95
390	444.48
320	366.66
280	300.62
240	245.16
210	199.01
180	160.89
155	129.59
135	104.04
115	83.29
100	66.50
85	52.97
70	42.09
65	33.39
60	26.43
55	20.89
50	16.49
45	12.99
40	10.22
35	8.03
30	6.30
25	4.94
15	3.87
5	3.03

8. ACKNOWLEDGEMENTS

The author is deeply indebted to Mr. D.G. Burnett-Hall, M.A., Lecturer in Mathematics, Imperial College of Science and Technology, not only for carrying out all aspects of the computer work involved in this research but also for advice and guidance in the complexities of harmonic analysis.

He would also like to express his gratitude to Mr. J.E. Nash, Principal Scientific Officer, Hydraulics Research Station, Wallingford, for permission to use the data from the Ashbrook catchment.

REFERENCES

- JOHNSTONE D. and CROSS W.P. : Elements of Applied Hydrology, New York, Ronald Press Co., 1949. Chapter VI, Sections 12 and 13.
- WHITTAKER E. and ROBINSON G. : Calculus of Observation, Chapter 10. 4th. ed. 1944. Blackie, London.
- J.E. NASH : The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph. IASH. General Assembly of Toronto. Vol. III. 1957.

DIX ANNEES DE PREVISIONS D'APPORTS A ELECTRICITE DE FRANCE

F. LUGIEZ et P. GUILLOT

(France)

RÉSUMÉ

L'application des méthodes statistiques à la prévision des apports a été largement développée à E.D.F. au cours des 10 dernières années; la comparaison de la distribution des écarts prévision-réalisation avec les probabilités annoncées au moment de l'émission des prévisions est assez satisfaisante dans l'ensemble, malgré quelques résultats aberrants, notamment en 1955: le caractère schématique des formules employées ne peut rendre compte, en effet, de phénomènes exceptionnels.

Quelques années d'application répétée de ces procédés mettent progressivement en évidence des particularités, soit du régime des bassins, soit des séries d'observations. La prise en compte de ces particularités permettra, dans plusieurs cas, une amélioration sensible des prévisions; ainsi le cas du Portillon dans les Pyrénées, où la régression glaciaire semble avoir un effet sensible, et celui du Drac dans les Alpes, où les séries d'observations nécessitent des corrections.

SUMMARY

The application of statistical methods to the forecast of spring and summer discharges has been widely extended by ELECTRICITE DE FRANCE during the last ten years; the fitting of the observed frequency of deviation with the odds announced when emitting the forecast is satisfying in the whole, despite some outermost results, particularly among those of the year 1955: indeed the formulae that are used are too simple to suit extreme abnormal events.

After some years of reiterated application some peculiarities are growing obvious, either of the hydrologic regime of the river, or of the observation series. Appreciable improvement of the forecast is expected by taking account of those peculiarities. For instances are described the decrement of the discharge from Portillon, which is a small glacial catchment in the Pyrénées and the difficulties about the Drac discharge at the Sautet Dam, whose series of observations need some corrections.

A l'Assemblée Générale de Bruxelles en 1951, nous avons exposé le principe des méthodes de corrélation utilisées depuis 1949 à ELECTRICITÉ DE FRANCE, pour la prévision des apports de printemps et d'été. Au cours des 10 années écoulées, l'application de ces méthodes statistiques a été étendue à de nombreux bassins intéressant la production hydroélectrique dans les Alpes et les Pyrénées et à quelques-uns dans le Massif Central.

Le tableau ci-dessous donne, d'une part, l'évolution du nombre total de prévisions d'apport à longue échéance (1 à 10 mois), émises chaque année, d'autre part, l'évolution du nombre de bassins versants faisant l'objet de ces prévisions:

	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959
Nombre de prévisions émises	50	89	230	300	352	470	520	605	650	678
Nombre de bassins versants faisant l'objet de prévisions	9	15	19	20	21	25	25	25	29	29

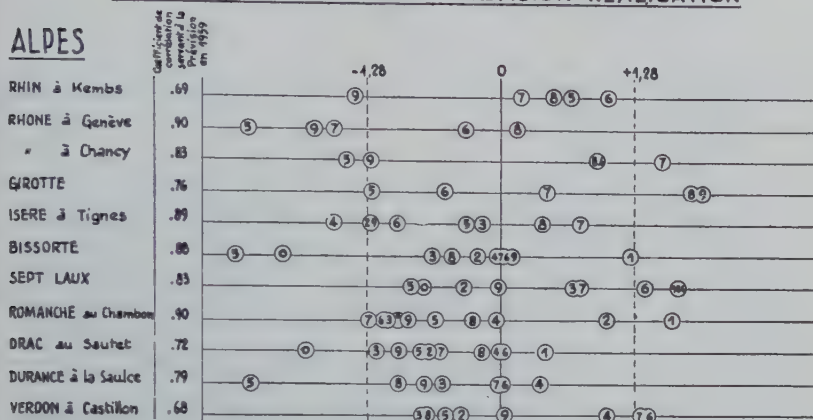
APPORTS 1^{er} Avril - 31 Août

(ANNÉES 1950 - 1959)

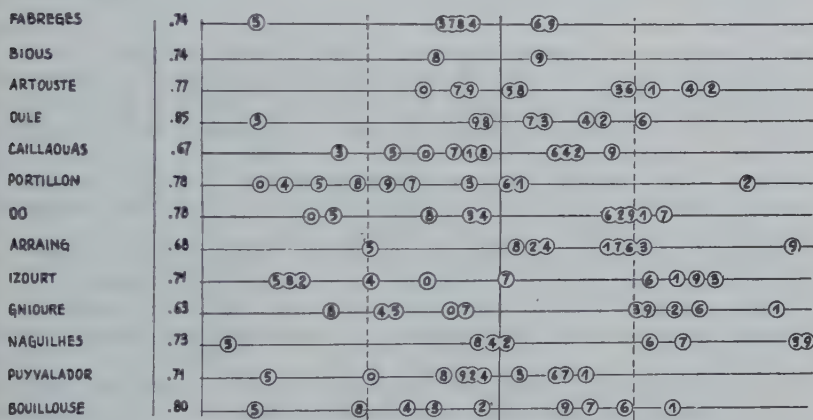
FIG. I

ECARTS REDUITS LIÉS "PREVISION-REALISATION"

ALPES



PYRENEES



MASSIF - CENTRAL



Probabilités en %

Les valeurs des coefficients de corrélation utilisés pour les prévisions émises en 1959 sont distribuées de la façon suivante :

Valeurs des coefficients de corrélation	Nombre de prévisions	%
supérieure à 0,90	27	4
0,85 à 0,90	112	17
0,80 à 0,85	111	16
0,75 à 0,80	134	20
0,70 à 0,75	127	19
0,65 à 0,70	67	10
0,60 à 0,65	65	9
inférieure à 0,60	35	5
	678	100

Dans le graphique I sont représentés, sous une forme synoptique, les résultats, observés au cours des 10 années : 1950 à 1959, des prévisions émises pour l'une des périodes étudiées — 1^{er} Avril-31 Août — ce qui représente un total de 204 prévisions.

Le chiffre inscrit dans chaque petit cercle correspond au millésime de l'année, exemple : 0 pour 1950, 1 pour 1951, etc... L'abscisse du Centre de chaque cercle est égale à l'écart entre la réalisation et la prévision, exprimé en valeur réduite (c'est-à-dire égale au quotient « écart observé » sur « écart type lié » théorique, déduit de la corrélation); les limites $-1,28 + 1,28$, qui sont indiquées en pointillé, doivent, si les probabilités d'écart à la valeur centrale, annoncées lors de l'émission de la prévision, sont exactes, contenir 80 % des points; tout au moins, le pourcentage doit tendre vers cette valeur, pour un très grand nombre d'épreuves; en réalité, elles n'en contiennent que 142 sur 204, c'est-à-dire 70 %. Si on élimine, toutefois, les bassins de : Izourt, Gnioure et Naguilhes, pour lesquels les données utilisées se sont révélées douteuses, on arrive au pourcentage de 134 sur 176, soit 76 %.

La figure 2 permet de comparer la distribution observée des écarts avec la distribution théorique de Gauss admise lors de l'émission des prévisions.

Enfin, le tableau ci-après donne le carré de l'« écart réduit lié », valeur dont l'espérance mathématique est l'unité, toujours si l'hypothèse de distribution des écarts est correcte :

Il y a lieu, toutefois, de noter que les 204 écarts sont loin d'être indépendants entre eux puisque, pour une même année et la même échéance 1^{er} Avril-31 Août, les écarts relatifs aux différents bassins sont positivement corrélés entre eux. Aussi, même en tenant compte de tous les cas, même les plus mauvais, on ne peut pas dire que les hypothèses du départ soient gravement contredites par les résultats observés et l'utilité de ces renseignements nous encourage à poursuivre et, si possible, à perfectionner l'application de ces méthodes. On voit, d'ailleurs, que si on élimine les résultats d'Izourt Gnioure et Naguilhes et, pour tous les bassins, ceux de l'année 1955, le carré moyen des écarts devient assez proche de 1.

L'élimination de 1955 se justifie par le caractère tout à fait exceptionnel de l'évolution météorologique au cours de l'hiver 1954-1955 : les précipitations de Janvier et de Février, apportées par un courant de perturbation d'Ouest, d'une vigueur et d'une persistance étonnantes, occasionnèrent dans toute l'Europe Occidentale des crues mémorables. Les précipitations des mois de Janvier et de Février atteignirent,

BASSINS	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	Nombre de prévisions	Moyenne (avec 1955)
1° — Alpes												
— Rhin à Kembs						0,46	1,08	0,04	0,25	1,96	5	0,75
— Rhône à Genève						6,15	0,12	2,72	0,01	3,34	5	2,46
— Chancy						2,28	0,94	2,62	0,81	1,66	5	1,66
— Girotte						1,58	0,29	0,21	3,49	4,04	5	1,93
— Tignes			1,76	0,03	2,71	0,01	1,00	0,62	0,15	1,58	8	0,95
— Bissorte	4,30	1,66	0,06	0,40	0,00	6,86	0,00	0,00	0,21	0,01	10	1,35
— Sept Laux	0,70	2,85	0,12	0,51	3,34	0,73	2,07	0,62	3,09	0,00	10	1,40
— Romanche	0,85	2,85	1,08	1,16	0,00	0,40	1,39	1,66	0,07	0,86	10	1,03
— Drac Saulet	3,30	0,18	0,46	1,48	0,00	0,62	6,00	0,32	0,03	1,00	10	0,73
— Durance Saulce				0,32	0,15	5,95	0,00	0,00	1,00	0,56	7	1,14
— Verdon			0,15	0,62	1,08	0,29	2,07	1,84	0,51	0,00	8	0,82
2° Pyrénées												
— Fabreges				0,32	0,06	5,80	0,12	0,21	0,15	0,21	7	0,98
— Biouss			4,20	1,32	3,49	0,00	1,48	0,18	0,37	0,10	2	0,24
— Artouste	0,62	2,28	1,00	0,18	0,72	5,61	1,96	0,07	0,03	0,10	10	1,37
— Oule			0,51	2,49	0,40	1,16	0,32	0,07	0,01	0,04	8	1,20
— Caillaouas	0,62	0,32	5,29	0,07	4,49	3,24	0,00	0,81	2,07	1,23	10	0,71
— Portillon	5,29	0,03	5,95	0,07	4,49	3,24	0,00	0,81	2,07	1,23	10	2,31
— OO	3,20	1,96	1,39	0,07	0,03	2,72	1,23	2,62	0,46	1,58	10	1,58
— Arraing		1,16	0,10	2,07	0,18	1,58	1,39	1,58	0,03	8,46	9	1,83
— Izourt	0,75	3,09	3,76	4,66	1,66	4,66	2,16	0,00	4,20	3,76	10	2,87
— Gnioure	0,29	7,67	2,95	1,84	1,32	1,00	3,92	0,10	2,72	2,07	10	2,39
— Naguilhes			0,00	8,88	0,00	7,07	2,28	3,34	0,04	9,36	8	3,87
— Puyvaldor	1,53	0,73	0,06	0,04	0,01	5,10	0,32	0,40	0,29	0,10	10	0,86
— Bouillouse		2,95	0,01	0,40	0,81	5,61	1,58	0,81	1,84	0,40	9	1,50
3° Massif central												
— Truyère Sarrans							1,00	0,02	0,00	0,74	4	0,44
— Dordogne + Rhue à Bort							0,80	0,65	1,90	1,22	4	1,14
Nombre de prévisions	11	13	17	19	19	23	25	25	26	26	204	
Moyenne (avec Gnioure Izourt et Naguilhes)	1,95	2,13	1,38	1,41	1,07	2,99	1,11	0,85	0,91	1,75		1,51
Nombre de prévisions	9	11	14	16	16	20	22	22	23	23	176	
Moyenne (sans Gnioure Izourt et Naguilhes)	2,27	1,54	1,20	0,71	1,09	2,81	0,88	0,81	0,73	1,32		1,27
											156	1 955
												1,07

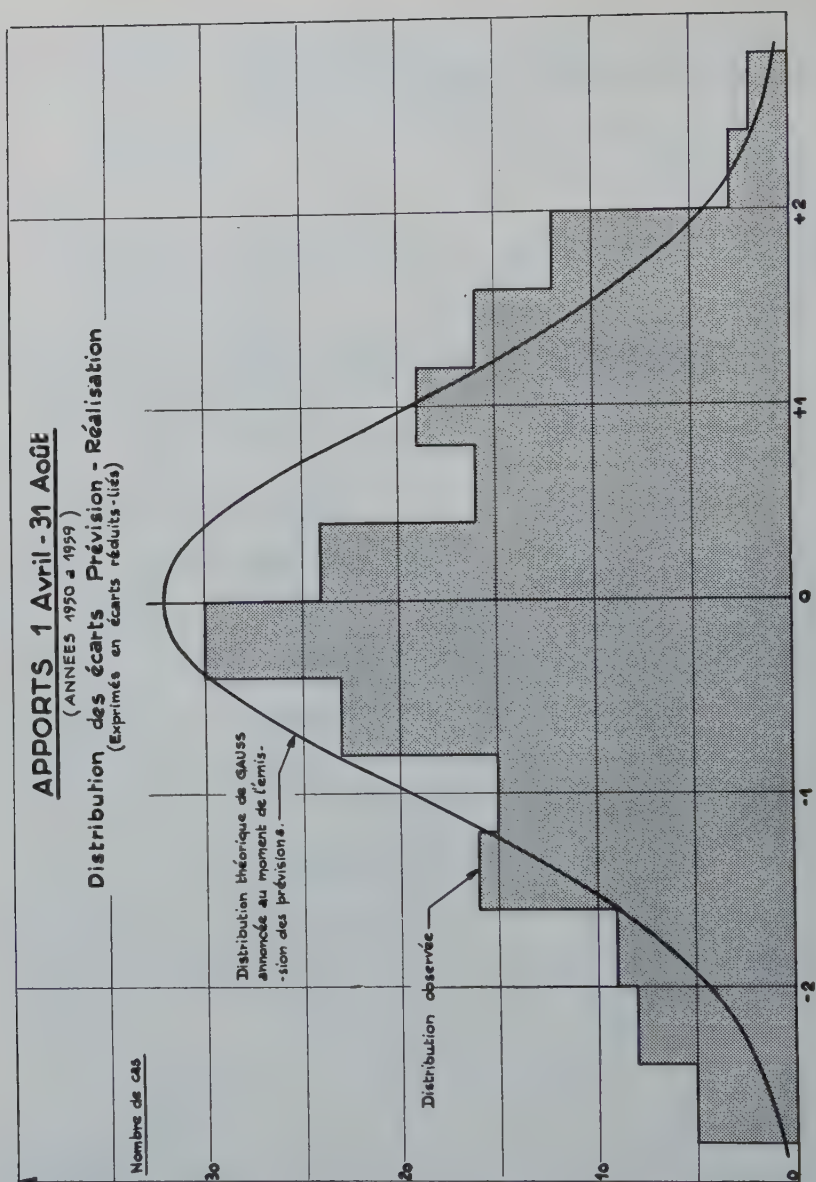


Fig. 2

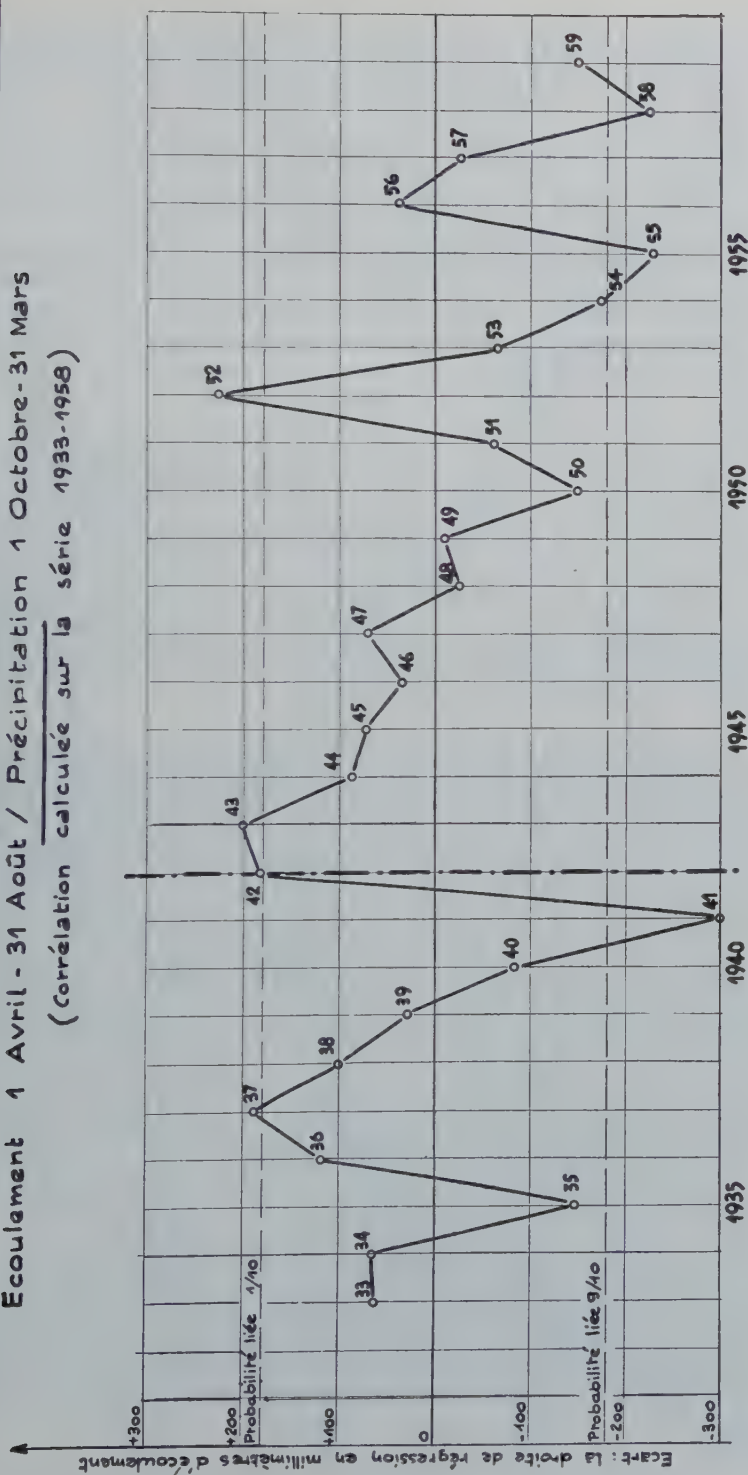
en certains points, 3 fois la normale; il semble que les pluviomètres situés dans les vallées et qui servent, dans nos formules de prévisions, de témoins pour définir les précipitations sur les massifs montagneux adjacents, aient dans de nombreux cas au cours de l'hiver 1954-1955, enregistré des quantités relativement trop importantes :

BASSIN DU PORTILLON (4,5 km²)

ECART LIÉ :

Ecoulement 1 Avril - 31 Août / Précipitation 1 Octobre - 31 Mars
(Corrélation calculée sur la série 1933-1958)

FIG. III



ces précipitations, souvent pluvieuses ou en neige lourde dans les vallées, ont-elles été mesurées avec moins de pertes que ne le sont habituellement les précipitations de neige poudreuse? Y a-t-il eu, par suite de la prédominance du régime atlantique, un accroissement orographique plus faible qu'en hiver moyen entre certains postes pluviométriques et les massifs voisins? Il faut noter également que, par suite de la clémence de la température, les écoulements de Janvier et Février 1955 furent relativement forts, même dans les régions montagneuses (c'est ainsi qu'il n'y eut aucun stockage nival dans le Massif Central en dessous de 1.600 m). Enfin, les précipitations des mois de Mars, Avril et Mai furent très déficitaires.

Pendant, aucun de ces facteurs n'est suffisant, à lui seul, pour expliquer le déficit considérable, pour certains bassins, de l'écoulement de printemps 1955, comparé aux prévisions; il faut admettre qu'ils ont tous joué dans le même sens et leur réunion constitue un événement tel qu'on a peu de chances de le voir se produire une fois en 10 ans.

* * *

Cet aperçu général ne doit pas faire oublier que les formules adoptées ne représentent toujours qu'une image très simplifiée des réserves hydrologiques, un schéma acceptable seulement en première approximation; dès qu'on examine les résultats en détail, apparaissent des problèmes plus délicats dus, soit à la complexité de certains régimes, soit, malheureusement bien souvent, à la qualité médiocre des données météorologiques et hydrologiques.

Nous donnerons 2 exemples qui nous paraissent bien illustrer à la fois les difficultés d'application des méthodes statistiques en hydrologie et, en même temps, les anomalies importantes que ces méthodes permettent de déceler, même si elles n'en fournissent pas toujours immédiatement l'explication.

A — Dans le cas du *lac de Portillon*, les écarts liés E^8_4/P^3_{11} (voir fig. III) accusent une décroissance significative depuis 1942, année de mise en service de l'aménagement. Les débits des années 1933 à 1941 ont été déterminés à partir d'une station limnimétrique et les mesures sont probablement de valeur médiocre; les débits des années 1942 à 1958 constituent, par contre un échantillon qu'on peut supposer homogène. Le taux moyen annuel de décroissance des apports E^8_4 (1^{er} Avril-31 Août), déterminé par la corrélation multiple entre E^8_4 et, d'une part P^3_{11} , d'autre part, le numéro de l'année, est de 90.000 m³/an avec un écart-type d'échantillonnage de 20.000 m³/an.

Cette décroissance des apports paraît assez bien s'expliquer par la diminution des aires glaciaires; le petit bassin de 4,5 km² qui alimente le lac du Portillon comporte, en effet, une couverture glaciaire relativement importante: la surface du glacier du Seilh de la Baque est passée de 103 hectares en 1912, à 80 hectares en 1928, 64 hectares en 1945, 50 hectares en 1952.

Si on prend 2 hectares par an, valeur observée de 1945 à 1952, comme diminution moyenne de la surface, il faudrait admettre que l'ablation moyenne annuelle est de 4,5 m pour la période Avril-Août, ce qui peut se comparer au chiffre de 4 m par an, cité par des auteurs Suisses pour les glaciers du Rhône.

Si ces ordres de grandeur sont valables, on peut penser que les apports Avril-Août du bassin de Portillon, qui ont déjà diminué de 1,6 Mm³ depuis 1942, diminueront encore d'environ 1,5 Mm³ jusqu'à la disparition du glacier.

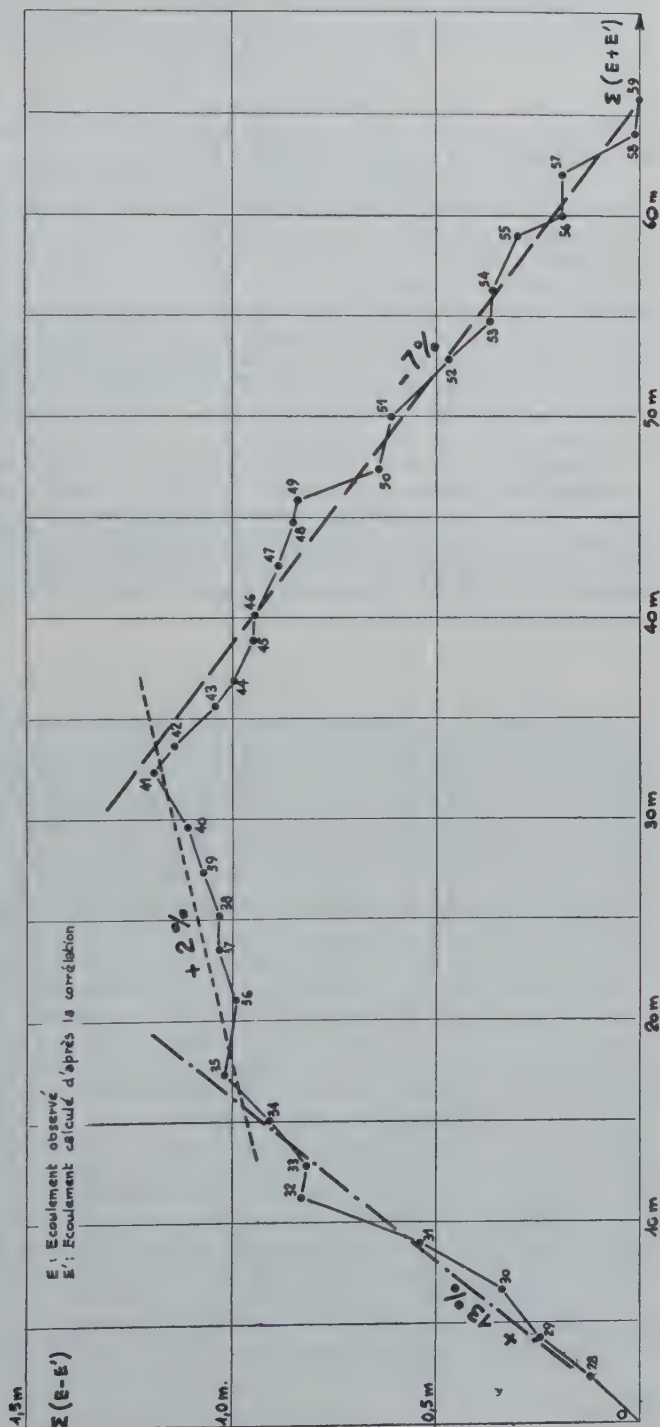
La prise en compte de ce recul glaciaire dans les prévisions est délicate car on ne voit pas bien de raison pour que le taux annuel de diminution des apports se maintienne à sa valeur moyenne, constatée de 1942 à 1959: il suffirait qu'une année particulière, l'été soit plus chaud pour que, l'ablation devenant plus forte, les apports soient majorés d'autant, pour décroître à nouveau et encore plus rapidement les années suivantes. Rien n'indique non plus, sauf examen plus approfondi, que, même si l'ablation moyenne

FIG. IV

DRAC AU SAUTET

LIGNE DES ECARTS CUMULÉS

Corrélation de l'écoulement 1^{er} Octobre - 30 Septembre
avec les Précipitations ($P_{10}^3 + 0,6 P_2^3$)



annuelle reste du même ordre, il en aille forcément de même pour la vitesse de diminution de la surface du glacier. Quoiqu'il en soit, nos prévisions d'apport à Portillon ont été de plus en plus nettement surestimées au cours des 10 dernières années.

B — Dans le cas du *Drac au Sautet*, les écarts liés réalisation-prévision des 10 dernières années, sont aussi à peu près tous négatifs et font également craindre une erreur systématique des prévisions.

Sur la fig. IV, la « ligne des écarts cumulés » (« Double Mass Plotting curve » de nos collègues américains) présente 2 cassures qui paraissent significatives : la première, pour laquelle on peut hésiter entre 1932 et 1935, correspond vraisemblablement à la mise en service de l'usine hydroélectrique en 1934, les débits étant, depuis cette date, calculés à partir de la production d'énergie, alors qu'ils étaient auparavant déterminés par une station limnimétrique; on peut penser que les débits anciens sont surestimés et ceux, calculés par l'usine, légèrement sous-estimés. La seconde cassure peut être placée, selon les interprétations, en 1941 ou en 1949 : la cause n'en est pas encore éclaircie : y-a-t-il eu une modification soit des rendements des turbines, soit du mode de calcul des débits qui aurait accentué la sous-estimation des apports ? Y-a-t-il une hétérogénéité de la série pluviométrique ? On peut craindre, en effet, que l'amélioration progressive des mesures de précipitations ne se traduise par une surestimation systématique des précipitations récentes comparées aux séries anciennes; surtout dans les régions montagneuses où la mesure de la valeur en eau des précipitations neigeuses, était bien souvent défectueuse dans le passé. En ce qui concerne le Sautet, nous avons heureusement pu retrouver les archives complètes de l'usine et nous espérons pouvoir vérifier entièrement les calculs de débit. Le travail est en cours et il est encore trop tôt pour se prononcer.

* * *

L'application systématique des corrélations multiples pour le perfectionnement de nos formules de prévisions a été envisagée et nous avons commencé, à titre d'essai, à faire effectuer les calculs par une machine électronique pour le bassin de la Têt aux Bouillouses. Avec des observations de qualité sûre, des échantillons de 25 à 30 points sont suffisants pour donner des pondérations significatives, tout au moins à ceux des facteurs qui apportent un gain rentable de corrélation.

Mais il est évident qu'on ne peut entreprendre de travail de cette importance avant d'avoir tout fait pour vérifier l'homogénéité des séries de valeurs.

A NOTE ON A INVESTIGATION INTO TWO ASPECTS OF THE RELATION BETWEEN RAINFALL AND STORM RUNOFF

J. E. NASH

Hydraulics Research Station, Howbery Park
Wallingford (Berkshire), England

SUMMARY

(¹) An empirical investigation into the relation by volume between rainfall and storm runoff in individual storms on a small catchment.

(²) The moments of the instantaneous unit hydrograph are correlated with the topographical characteristics of the catchment, and a general equation for the instantaneous unit hydrograph chosen.

RÉSUMÉ

Cette communication examine la relation, par volume, entre la précipitation et l'écoulement pendant des orages individuels.

On établit une corrélation entre les moments de l'hydrogramme unitaire instantané avec les caractéristiques topographiques et une équation générale est choisie pour l'hydrogramme unitaire.

1. VOLUME OF STORM RUNOFF AS A FUNCTION OF VOLUME OF RAINFALL

A catchment was chosen of area 21.2 km², on which the rainfall was measured by three continuous recording rain gauges over a period of five years. The outfall was also measured continuously over the same period. The catchment consisted of undulating farmland on London Clay with glacial sand and gravel beds. It appeared therefore to be reasonably watertight. The gravel beds stored water which provided a perennial base flow of from 0.05 to 0.15 m³/sec. The maximum discharge recorded was of the order of 7 m³/sec.

The record of rainfall was examined and every occurrence of 0.25 in. (0.635 cms) or more in individual storms was marked. The volume of rainfall, (expressed in inches (in.) depth over the catchment area) was taken as the average of the records of the three stations, weighted according to Thiessen's method. The volumes of storm runoff were obtained by continuing the recessions by comparison with one another, and particularly with the recession of the flood of 12th December 1954 which served as a standard storm runoff recession. The recessions were carried down to a very low base flow in order to include as much as reasonably possible of the total hydrograph in the storm runoff (see Fig. 1). The volumes of storm runoff (Q) caused by each occurrence of 0.25 in. (0.635 cms) of rainfall (R) were thus obtained, and provide, with the rainfall, the data in columns 5 and 6 of Table 1. An attempt was then made to calculate, from meteorological data, the soil moisture deficiency (D) at the time of occurrence of each storm. The method employed was as follows. It was assumed that the deficiency was zero whenever substantial storm runoff, more than 0.05 in. (0.127 cms), occurred. (It was thus conceded that small amounts of runoff could occur due to runoff from impervious areas etc., even when a deficiency existed in the soil). The deficiency at any subsequent time was taken as the calculated evapo-transpiration plus any storm runoff less any rainfall ($D = E + q - r$) up to that time. (See Table 1, column 4).

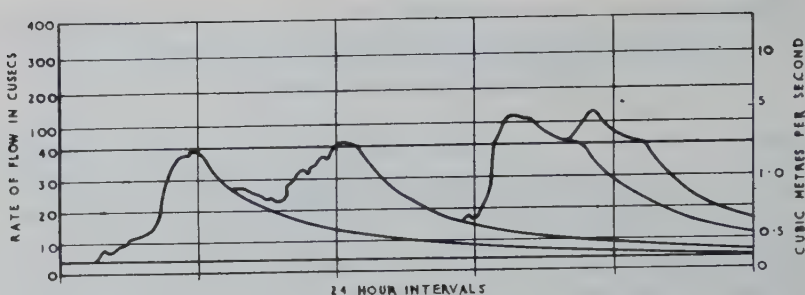


Fig. 1. A typical hydrograph showing base flow separation

The evapo-transpiration was calculated according to Penman's (1) formula, using data on humidity and temperature collected in the catchment, and wind speed and nett radiant energy as measured at Rothamsted some 30 km. away. Undoubtedly the measure of soil moisture deficiency so obtained was not sufficiently accurate, and a direct measure would be preferable. However, a direct measure was impossible as the work was being carried out on existing records.

During the summer the deficiency normally grows until it reaches several inches. We cannot say, with sufficient accuracy for this purpose, how the evapo-transpiration is affected by the deficiency, and therefore it is not possible to calculate the deficiency during the summer. On the other hand a result obtained in this investigation, (viz. that the storm runoff was negligible when the rainfall was less than the deficiency) justified the calculation of a minimum possible deficiency throughout the summer, thus providing useful data when this minimum deficiency was in excess of the rainfall. The minimum deficiency was calculated by assuming that the deficiency could never exceed 2 in. (5.08 cms) and when this level was reached the evapo-transpiration rate dropped to zero. Subsequent rainfall reduced this minimum deficiency by the amount of rainfall less the amount of any storm runoff. When the minimum deficiency so calculated exceeds the rainfall the fact is indicated in column 4, Table 1, by '>R' (greater than the rainfall). Eventually as the autumn progresses the actual deficiency falls, and so too does the calculated minimum deficiency, until a storm occurs in which the latter is less than the rainfall. While it is probable that the actual deficiency is still greater than the rainfall direct evidence is lacking, and we cannot make any statements about the relation between the deficiency and the rainfall. Such storms are marked 'U' in column 4, Table 1, indicating that the deficiency is unknown.

The choice of 2 in. as the limit of deficiency is obviously very conservative. However, the only effect of a higher figure would be to change the marking (column 4, Table 1) of some storms from 'U' to '>R'. The increase in the calculated minimum deficiency in the storms at present marked '>R' would not have any effect on the subsequent analysis.

The remaining columns of Table 1 are the duration of the storm (T) in hours and the time of the year η . The latter was defined in a manner in which it was hoped the effect of season would appear linearly. The days of the year were considered to be marked at equal angular intervals around the circumference of a circle beginning with $\theta = \text{zero}$ at the 21st March. The value of η appropriate to any day of the year is $\eta = \sin \frac{360}{365} d$, where d is the number of days since 21st March. The quantity η , is zero at the equinoxes and + 1 and - 1 respectively at the summer and winter solstices.

TABLE 1

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
No of storm	Date of storm	deficiency calculated from	D (inches)	R (inches)	Q (inches)	T hours	η	class
1	1.12.50	29.11.50	0.03	0.54	0.19	11	— .96	a
2	3. 2.51	27. 1.51	—0.01	0.34	0.15	8	— .56	a
3	5. 2.	4. 2.	0.00	0.51	0.38	22	— .67	a
4	9. 2.	8. 2.	—0.04	0.66	0.42	21	— .62	a
5	11. 2.	9. 2.	—0.03	0.52	0.33	(12)	— .59	a
6	14. 2.	12. 2.	0.02	0.73	0.48	18	— .55	a
7	21. 2.	19. 2.	0.03	0.63	0.44	23	— .44	a
8	25. 2.	21. 2.	0.06	0.58	0.42	12	— .38	a
9	27. 2.	25. 2.	0.05	0.25	0.18	7	— .34	a
10	14. 3.	12. 3.	0.10	0.66	0.32	18	— .11	a
11	9. 4.	8. 4.	0.02	0.51	0.31	10	+ .34	a
12	9. 4.	9. 4.	0.06	0.25	0.17	4	+ .34	a
13	13. 4.	10. 4.	0.24	0.33	0.11	6	+ .41	a
14	30. 4.	13. 4.	1.52	0.25	0.00	5	+ .64	b
15	22. 5.	6. 5.	1.45	0.37	0.004	11	+ .88	b
16	27. 5.	6. 5.	1.42	0.44	0.02	14	+ .92	b
17	13. 7.	6. 5.	< R	0.38	0.003	5	+ .91	b
18	6. 8.	6. 5.	< R	0.91	0.010	11	+ .68	b
19	12. 8.	6. 5.	< R	0.42	0.003	10	+ .60	b
20	30. 8.	6. 5.	< R	0.37	0.004	4	+ .33	b
21	2. 9.	6. 5.	< R	0.33	0.005	5	+ .28	b
22	13. 9.	6. 5.	< R	0.42	0.002	4	+ .09	b
23	15. 9.	6. 5.	< R	0.34	0.002	5	+ .05	b
24	28. 9.	6. 5.	U	1.20	0.02	12	— .17	b
25	2.11.	6. 5.	< R	0.28	0.005	8	— .70	b
26	6.11.	6. 5.	U	0.69	0.02	48	— .74	b
27	11.11.	6. 5.	U	0.26	0.02	4	— .80	b
28	17.11.	6. 5.	U	0.78	0.22	18	— .86	b
29	18.11.	18.11.	0.00	0.45	0.16	17	— .87	a
30	25.11.	24.11.	0.00	0.39	0.20	6	— .92	a
31	4.12.	25.11.	—0.03	0.27	0.03	10	— .97	a
32	31. 1.52	18. 1.52	—0.38	0.26	0.14	(12)	— .73	a
33	7. 3.	19. 2.	0.20	0.40	0.12	13	— .21	a
34	7. 3.	7. 3.	0.01	0.28	0.16	8	— .21	a
35	10. 3.	8. 3.	0.06	0.49	0.28	13	— .16	a
36	23. 4.	2. 4.	0.99	0.51	0.001	13	+ .56	b
37	5. 5.	2. 4.	1.41	0.72	0.04	11	+ .71	b
38	7. 8.	12. 7.	> R	0.86	0.00	10	+ .67	b
39	8. 8.	12. 7.	> R	0.35	0.002	19	+ .66	b
40	16. 8.	12. 7.	> R	0.20	0.001	2	+ .55	b
41	19. 8.	12. 7.	> R	0.43	0.001	17	+ .52	b
42	20. 8.	12. 7.	> R	0.30	0.003	2	+ .49	b
43	25. 9.	12. 7.	> R	0.41	0.002	4	+ .41	b
44	28. 9.	12. 7.	> R	0.42	0.003	(12)	— .17	b
45	1.10.	12. 7.	U	0.80	0.014	14	— .23	b
46	13.10.	12. 7.	U	0.76	0.014	13	— .41	b
47	1.11.	12. 7.	U	0.47	0.015	5	— .68	b
48	3.11.	12. 7.	U	0.27	0.008	8	— .71	b
49	16.12.	13.12.	—0.18	0.39	0.21	8	— .85	a
50	19.12.	18.12.	0.00	0.35	0.14	6	— .88	a
51	12. 2.53	10. 1.53	—0.16	1.07	0.74	(12)	— .57	a

TABLE 1 (continued)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
No of storm	Date of storm	deficiency calculated from	D (inches)	R (inches)	Q (inches)	T hours	η	class
52	17. 4.53	13. 2.53	0.71	0.22	0.00	11	+ .47	b
53	27. 4.	13. 2.	1.54	0.30	0.004	2	+ .62	b
54	1. 5.	13. 2.	1.22	0.72	0.10	13	+ .66	b
55	1. 5.	1. 5.	0.06	0.41	0.12	15	+ .66	a
56	27. 5.	1. 5.	>R	0.42	0.003	8	+ .92	b
57	11. 6.	1. 5.	>R	0.42	0.005	6	+ .99	b
58	15. 6.	1. 5.	>R	0.42	0.01	6	+1.00	b
59	12. 7.	1. 5.	>R	0.63	0.002	21	+ .92	b
60	13. 7.	1. 5.	>R	0.25	0.001	13	+ .91	b
61	14. 7.	1. 5.	>R	0.32	0.004	6	+ .91	b
62	31. 7.	1. 5.	>R	0.66	0.010	12	+ .76	b
63	20. 8.	1. 5.	>R	0.41	0.004	7	+ .49	b
64	29. 8.	1. 5.	>R	0.34	0.002	16	+ .34	b
65	20. 9.	1. 5.	>R	0.38	0.003	5	— .04	b
66	13.10.	1. 5.	>R	1.15	0.02	8	— .41	b
67	27.10.	1. 5.	U	0.46	0.014	12	— .62	b
68	28.10.	1. 5.	U	0.36	0.014	3	— .63	b
69	30.10.	1. 5.	U	0.22	0.009	3	— .66	b
70	1.11.	1. 5.	U	0.68	0.095	14	— .67	b
71	31.12.	2.11.	—0.52	0.27	0.003	10	— .97	a
72	13. 1.54	2.11.	—1.20	0.32	0.06	3	— .91	a
73	4. 3.	19. 2.54	—0.35	0.57	0.38	17	— .26	a
74	7. 3.	4. 3.	0.10	0.32	0.12	14	— .21	a
75	31. 3.	8. 3.	0.43	0.26	0.04	7	+ .19	b
76	1. 4.	31. 3.	0.06	0.29	0.08	12	+ .21	a
77	29. 5.	3. 4.	>R	0.52	0.01	9	+ .93	b
78	8. 6.	3. 4.	>R	0.43	0.006	12	+ .98	b
79	13. 6.	3. 4.	>R	0.38	0.03	2	+1.00	b
80	17. 7.	3. 4.	>R	0.62	0.015	18	+ .89	b
81	26. 7.	3. 4.	>R	0.89	0.02	15	+ .81	b
82	6. 8.	3. 4.	>R	0.53	0.01	11	+ .68	b
83	9. 8.	3. 4.	U	0.85	0.05	7.	+ .64	b
84	17. 8.	10. 8.	0.60	0.36	0.01	3	+ .53	b
85	24. 8.	18. 8.	0.83	0.62	0.05	15	+ .42	b
86	4. 9.	25. 8.	1.10	0.28	0.004	7	+ .26	b
87	13. 9.	25. 8.	1.42	0.18	0.003	7	+ .11	b
88	24.10.	25. 8.	>R	0.57	0.02	6	— .57	b
89	1.11.	25. 8.	U	0.59	0.04	18	— .68	b
90	7.11.	25. 8.	U	0.70	0.09	16	— .76	b
91	24.11.	23.11.	0.01	0.50	0.19	7	— .91	a
92	29.11.	29.11.	0.00	0.30	0.14	3	— .95	a
93	30.11.	29.11.	0.03	0.46	0.24	19	— .95	a
94	8.12.	30.11.	—0.03	0.59	0.27	12	— .98	a
95	9.12.	9.12.	—0.01	0.52	0.31	7	— .99	a
96	12.12.	10.12.	0.00	0.45	0.23	5	— .99	a

The data were next divided into two parts, (a) all storms where the rainfall was in excess of the deficiency, and (b) all the others—viz. those storms where the deficiency was known to be in excess of the rainfall and those where the deficiency was unknown. These data are shown on Figs. 2 and 3 respectively. Note that the scales of Q are different in the two figures. Because the deficiency changes rapidly from being effectively zero during the winter, to substantially more than the amount to be expected in indi-

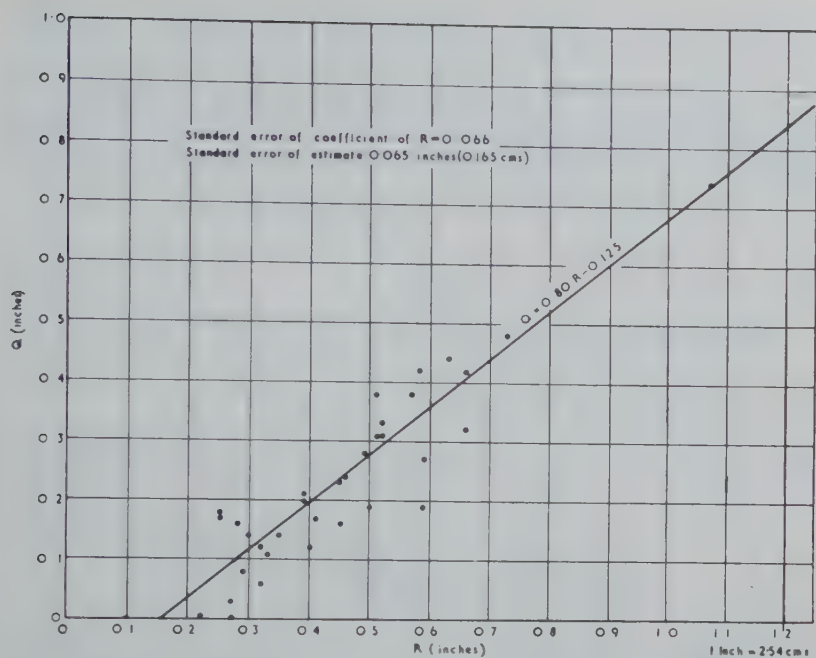


Fig. 2. — Rainfall in excess of deficiency

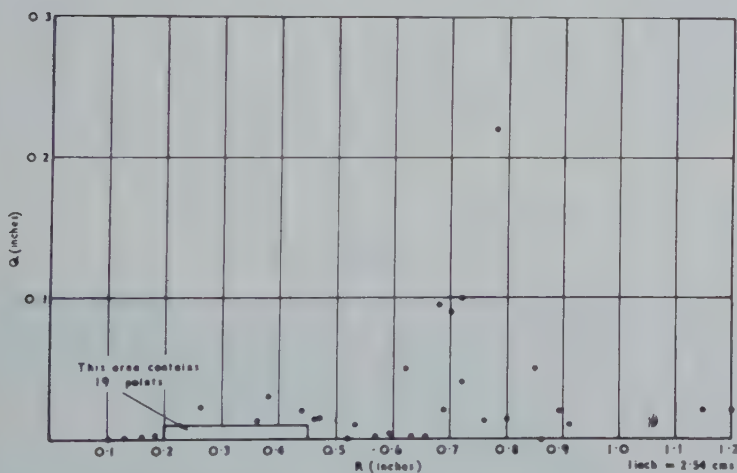


Fig. 3. — Deficiency in excess of rainfall or unknown

vidual storms during the summer, the data exhibit two rather distinct relationships, with only a very few intermediate points. The «summer» relationship (i.e., when the deficiency is greater than the rainfall) given by Fig. 2 is very simple—the runoff

is negligible at least from the point of view of flood prediction. The «winter» relationship (Fig. 3) is also surprisingly simple. The data lie quite close to a straight line. One would expect the scatter from this line to be a function of the soil moisture condition and possibly the duration of the storm and time of year. Yet a linear regression analysis Table 2, fails to show this. The division of the total data into two groups on the basis of the relation between D and K emphasizes the importance of the soil moisture deficiency. It is possible that the data of Fig. 3 do not exhibit any correlation with D because within that group D may not be measured sufficiently accurately.

TABLE 2

Linear regression of Q on R, D, T, and η . Initial variance of Q = 0.0225

Regression coefficients and their standard errors				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
R	0.774 ± 0.078	0.767 ± 0.076	0.791 ± 0.067	0.799 ± 0.066
D	0.026 ± 0.050	0.035 ± 0.046	0.041 ± 0.045	
T	0.015 ± 0.024	0.017 ± 0.024		
η	0.014 ± 0.027			
Degrees of freedom	30	31	32	33
Residual variance	0.0045	0.0044	0.0043	0.0043
Standard error of estimate				0.065 inches (= 0.165 cms)
Coefficient of correlation				0.903

The prediction equation is

$$Q = 0.80 R - 0.125 \text{ in. (0.32 cms)} \quad (1)$$

It is interesting to note that the rainfall R accounts for approximately 80% of the variance of Q in storms of this class—a class which can easily be distinguished except for one or two storms during the transition period. The final standard error of estimate of Q is ± 0.065 in. (0.165 cms) which is not very good, but quite understandable in view of the fact that the rainfall is normally measured at three points only and frequently at only two points.

The slope of the line of best fit in Fig. 3 is 0.80 with a standard error of ± 0.066 . The 'R' axis is cut at R = 0.155 in. (0.395 cms). This suggests that an average storage of 0.155 in. must first be made up before runoff occurs and 80% of the remainder of the rainfall contributes to storm runoff and 20% to base flow.

There can be little doubt that a more direct measure of soil moisture deficiency would improve the correlation and it would seem that measurement of this quantity would help considerably in flood forecasting.

2. THE RELATION BETWEEN THE UNIT HYDROGRAPH AND THE CATCHMENT CHARACTERISTICS

A fuller account of this work is available in ref. (2).

The object of this part of the investigation was to find empirically a general equation for the instantaneous unit hydrograph (IUH) and to find correlations between parameters of this equation and the catchment characteristics.

2.1. Unit Hydrograph Parameters

Let the equation of the IUH be $u = u(t)$ i.e. the storm run-off due to a volume V of effective rainfall is

$$q(t) = V.u(t) \quad (2)$$

The n th moment of the IUH about the instant of effective rainfall is

$$U'_n = \int_0^{\infty} t^n u(t) dt / \int_0^{\infty} u(t) dt \quad (3)$$

Let the corresponding moments about the centre of area of the IUH be U_n . Then a set of IUH parameters, which does not depend on the finally chosen general IUH equation, is

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= U'_1 & a \\ m_2 &= U'_2/(U'_1)^2 & b \\ m_3 &= U'_3/(U'_1)^3 & c \\ m_n &= U'_n/(U'_1)^n & d \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Obviously m_1 is a measure of the lag of the IUH and m_2 and m_3 are measures of the spread and skew respectively. All the m 's except m_1 are dimensionless. An important convenience attached to using moments as IUH parameters is that the values of the moments may be found, even in a complex flood, from the corresponding moments of the effective rainfall, storm runoff, without actually deriving the IUH. If the n th moments of the effective rainfall, storm runoff and IUH about the origin are defined as I'_n , Q'_n , U'_n , respectively, and the corresponding moments about the respective centres of area are defined as I''_n , S''_n , U''_n respectively, the following equations can be shown to relate the moments.

$$\left. \begin{aligned} U'_1 &= Q'_1 - I'_1 & a \\ U'_2 &= Q'_2 - I'_2 & b \\ U'_3 &= Q'_3 - I'_3 & c \\ U'_4 &= Q'_4 - 6I'_2U'_2 - I'_4 & d \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Proofs of these equations are given in reference (2) and (3).

By definition

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= U'_1 & a \\ m_2 &= U'_2/(U'_1)^2 & b \\ m_3 &= U'_3/(U'_1)^3 & c \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

2.2. The Correlations

Values of the U 's, and thence the m 's were obtained for 26 catchments throughout Great Britain. The Catchments varied in area from 12.5 km² to 2230 km², in main channel length from 7.1 km to 134 km, in channel slope from 6.8 in 10,000 (ten thousand) to 538 in 10,000, and in overland slope from 150 in 10,000 to 3030 in 10,000.

The determination of the moments required the prior determination of the storm runoff—base flow separation. This was accomplished by an arbitrary but consistent method.

The duration of storm runoff was taken as being three times m_1 thus providing a point on the recession at which storm runoff was assumed to cease. This point was joined by a straight line to the point on the hydrograph at which the rise began. The factor of three was arbitrarily chosen because in the majority of cases it gave a separation which looked reasonable. In determining m_1 a method of trial and error was necessary. A point was chosen, the separation made and m_1 calculated. If the duration of storm runoff was not $3m_1$ a second trial was made. Generally a 2nd trial only was necessary.

Linear regression analyses were applied to the relation between $\log m_1$ and $\log m_2$ as dependent variables, and the logs of the following catchment characteristics as independent variables.

A catchment area in km^2

L length, in km, of the main stream from the gauging site to the catchment boundary.

S_1 a measure of the slope of the main channel (expressed in parts per 10,000) i.e. if slope is n parts per 10,000 $S_1 = n$ See Fig. 4.

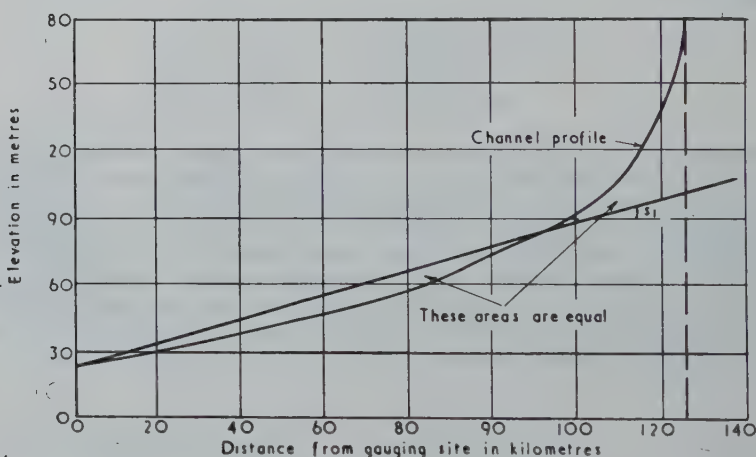


Fig. 4. — Main channel slope

S_2 A measure of the overland slope, defined as the mean of the slopes measured at the intersections of a grid imposed on a map of the catchment. The slope at each grid point was obtained by measuring the shortest distance through the point, between two contours at 25 feet (8.2 m) intervals. This slope is also expressed in parts per 10,000.

Other topographical characteristics were measured, but significant independent correlations were obtained only with those listed.

2.3. Equations for m_1

Equations 7 and 8 were found to give the best determinations of m_1

$$m_1 = 20.7 A^{0.3} S_2^{-0.3} \quad (7)$$

initial variance of $\log m_1 = 0.125$
 residual variance for $\log m_1 = 0.024$
 corresponding to a standard error of estimate of a factor 1.43
 coefficient of correlation 0.90
 standard error of index of $A = \pm 0.023$
 standard error of index of $S_8 = \pm 0.044$

$$m_1 = 17.3 L^{0.3} S_1^{-0.33} \quad (8)$$

initial variance of $\log m_1 = 0.125$
 residual variance of $\log m_1 = 0.025$
 corresponding to a standard error of estimate of a factor 1.44
 coefficient of correlation 0.90
 standard error of index of $L = \pm 0.059$
 standard error of index of $S_1 = \pm 0.046$

2.4. Equations for m_2

Here we may distinguish two cases (a) where m_1 is known, and (b) where m_1 is known only through equation 7 and 8. In the first case the best equation for m_2 is :

$$m_2 = 1.0 m_1^{-0.2} S_2^{-0.1} \quad (9)$$

Initial variance of $\log m_2 = 0.0140$
 residual variance of $\log m_2 = 0.0109$
 corresponding to a standard error of estimate of a factor 1.26
 coefficient of correlation = 0.51
 standard error of index of $m_1 = \pm 0.047$
 standard error of index of $S_2 = \pm 0.033$

In the second case

$$m_2 = 0.43 L^{-0.1} \quad (10)$$

Initial variance of $\log m_2 = 0.0140$
 residual variance of $\log m_2 = 0.0112$
 corresponding to a standard error of estimate of a factor 1.28
 coefficient of correlation 0.45
 standard error of index of $L = \pm 0.031$.

2.5. The IUH Equation

As the correlation of m_2 with the catchment characteristics was not well defined no attempt was made to correlate m_3 with the characteristics. Instead a general two parameter equation (or method of generation) was sought for the IUH. The choice between several two parameter forms was made by the criterion that that form was best which gave the closest agreement between the third moments of the data and the equation, when the two parameters of the IUH equation were determined by equating 1st and 2nd moments of the data and the equation. For this purpose a plot of $m_3 : m_2$ was made (Fig. 5) and the lines corresponding to several possible two parameter forms were drawn through the scatter. These lines are not shown in fig. 5. The equation whose $m_2 : m_3$ line best represented the scatter was chosen as the best general IUH equation. It is clear from fig. 5 that the line corresponding to eq. 11 was as good a fit as could be expected.

$$u(t) = \frac{1}{K} \frac{1}{t} e^{-t/K} (t/K)^{n-1} \quad (11)$$

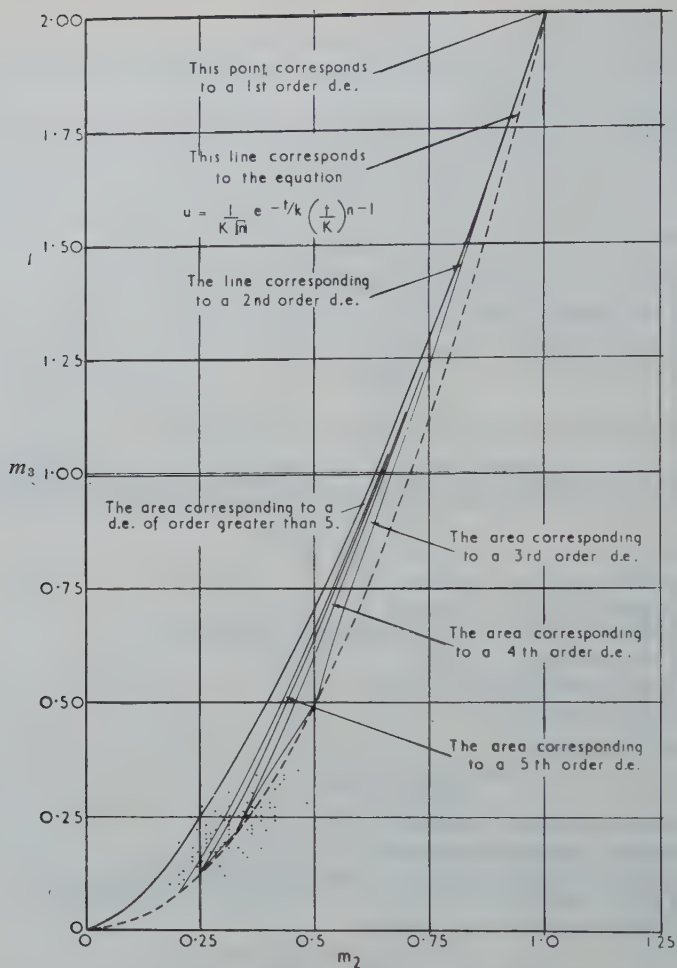


Fig. 5. — Moments of the pulse responses for differential equations of various orders

The moments of this equation are very simple, being :

$$\left. \begin{aligned} U'_1 &= nK \\ U_2 &= nK^2 \\ U_3 &= 2nK^3 \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

and hence

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= nK \\ m_2 &= 1/n \\ m_3 &= 2/n^2 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

or

$$\left. \begin{aligned} nk &= m_1 \\ n &= 1/m_2 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Equation 11, together with equation 7 or 8 and equation 10, can be used to obtain estimates of the parameters n and K for a catchment where no records exist. These parameters can be used to define the IUH. The equation of the unit hydrograph of finite duration T corresponding to equation 11 is :

$$u(T, t) = \frac{1}{T} \left[I(n, t/K) - I(n, \frac{t-T}{K}) \right] \quad (15)$$

where $I(n, t/K)$ is the value of the incomplete gamma function of order n at t/K . Equation 15 is the suggested general equation of the unit hydrograph when the duration of effective rainfall is T .

2.6. Physical analogy

A simplified model of a catchment might consist of a series of reservoirs such that the first discharges into the second and so on, the outfall of each so controlled that the storage in any one is K times the discharge from it. Such a catchment has an exactly linear response and therefore an exact IUH. It can be shown (2) (4) that the equation of this IUH is of the form of eq. 11.

2.7. The general differential operator with constant coefficients

Let the linear relation between the input (the effective rainfall $i(t)$) and the output (the storm runoff $q(t)$) be defined by a general linear differential equation with constant coefficients, restricted only by the requirements of stability and high damping.

$$q(t) = \frac{1}{F(D)} i(t)$$

where $F(D)$ is a general polynomial in the differential operator $D = d/dx$, limited only in that its roots are real and positive. The corresponding pulse response can be shown (2) to have moments such that the point $m_2 : m_3$ must lie with in the loop of fig.5. If the order of the differential equation is limited the point $m_2 : m_3$ is further restricted as shown in fig. 5. It is clear from fig. 5 that if the loop were a single line principle the restriction on the general principal of superposition, which is the basic definition of a linear relation and consequently of the unit hydrograph idea, implied by the assumption of such a linear differential equation between $q(t)$ and $i(t)$, would be no less than the restriction imposed by assuming equation 11 as the general equation of the pulse response. Conversely the assumption that the general IUH equation is equation 11 is only a little more restrictive than the assumption that the output is obtained by a linear differential equation with constant coefficients operating on the input.

In many branches of applied science the latter assumption is often used as the practical equivalent of the superposition principal when the system is stable and highly damped.

It may therefore be suggested that the assumption of an IUH of the form of equation 11 is not likely to be unduly restrictive.

REFERENCES

- (¹) PENMAN H.L. «Natural evaporation from open water, bare soil and grass». *Proc. Royal Society A*, Vol. 193, 120. 1948.
- (²) NASH J.E. «A unit hydrograph study with particular reference to British catchments». *An unpublished report, Hydraulics Research Station, Wallingford, Berks, England.*
- (³) NASH J.E. «Systematic determination of unit hydrograph parameters». *Journal of Geophysical Research*. Vol. 64 N° 2, January 1959.
- (⁴) NASH J.E. «The form of the instantaneous unit hydrograph». *IASH, Assemblée Générale de Toronto, 1957. Tome III, p. 114 à 121.*

WATER BALANCE SURVEY OF LAKES AND RIVER BASINS IN HUNGARY

K. SZESZTAY

Candidate of Eng. Sc.
(Research Institute for Water Resources, Budapest)

SUMMARY

A short outline is given of the works started at the Research Institute in 1955. and some of the results attained during the past years are presented :

1. Network of stations equipped with evaporation pans.
2. Evaporation from water surface computed from meteorological data.
3. Relationship between surface area and water balance of lakes and reservoirs.
4. Estimation of the monthly evapotranspiration from large areas.
5. The water balance of the Tisza River basin.

RÉSUMÉ

Le rapport donne un bref exposé des travaux de l'Institut de Recherches de Ressources Hydrauliques commencés en 1955 et projetés à l'époque pour les 2-3 années suivantes, et en présente quelques éléments :

1. Création d'un réseau national de bacs évapomètres,
2. Calcul de l'évaporation de surfaces d'eau libres sur la base de données météorologiques,
3. Courbes caractéristiques du bilan hydrologique de lacs et de bassins de retenue,
4. Détermination de l'évaporation de bassins versants,
5. Bilan hydrologique de la vallée de la Tisza.

INTRODUCTION

Knowledge and information relevant to the hydrologic cycle may be grouped and arranged systematically according to various points of view. One of the most effective tools of systematical arrangement and research is the survey of water balances. The study of the balance of water quantities entering into, departing from, and stored, respectively completed from the quantity stored previously, within any selected part of the space, extends to-day to almost every phase of the cycle. Reports published in increasing numbers in the literature relate to water balance studies concerning the air masses above continents, the soil layers close to the surface, or the aquifers lying deeply below the surface, as well as to the waterhousehold of river basins, of lakes and storage reservoirs, or of individual irrigated plots. The water balance in a wider sense is expressed also by one of the fundamental theorems of hydrodynamics, the theorem of continuity, or by one of the methods of river hydraulics, the method of flood routing.

Yet the water balance should not be regarded as a means for the systematical arrangement and presentation of information, respectively for research only.

Natural hydrologic conditions are modified to an ever increasing extent and over ever increasing areas of the Earth by developments realized by Man seeking protection against damages caused by water and attempting to utilize available water resources. In addition to the « conventional » forms of human interference which affect hydrologic conditions (drainage, irrigation, water storage, agriculture, afforestation or wood cutting, etc.), new possibilities opened up by the rapid development of nuclear physics and of chemistry, and as yet of unfathomable significance, have to be taken into consideration (control of atmospheric phenomena, reduction of evaporation from

water surfaces by monomolecular films etc.). Before any interference of any significant extent into the order of nature, original conditions should be studied carefully to provide a basis for estimating the results to be expected.

Systematical water balance surveys in Hungary for the main watercourses and lakes, respectively for the catchment areas thereof are conducted since 1955 by the *Hungarian Research Institute for Water Resources* guided by these considerations. However, also less remote aims are followed and more directly utilizable results are obtained during this work.

In connection with the water balance of lakes and storage reservoirs a detailed program has been compiled for the determination of *evaporation from free water surfaces* [13] and a network of evaporation pans is being established [11 and 12].

More detailed and more reliable information than previously available is supplied by these data, respectively aids, for the solution of numerous problems arising in connection with the design and operation of irrigation and storage developments. Aids for the *long-range forecasting of mean and low-water runoffs* [13] have been compiled in 1956, relying on data of the water balance investigations carried out for the catchment areas of the Sajó and Hernád Rivers. The first practical results of similar investigations into the water balance of Lake Balaton are the longterm forecasts of *highest spring stages of the lake*, which provide information for the operation of the gates controlling the surface elevation [15]. Results of the water balance surveys will be useful also for *other branches of science concerned with water* (hydrometeorology, limnology, water chemistry, potamology, hydrogeology, physical geography, etc.).

A brief outline and a few samples of the surveying work initiated four years ago and expected to last a further 2 to 3 years are presented in the following.

1. ESTABLISHMENT OF EVAPORATION-PAN NETWORK

As a prerequisite to the assessment of the water balance of lakes and reservoirs, information has to be gained about evaporation from free water surfaces. As corroborated by numerous experience abroad, one of the main sources of similar information is a network of observing stations equipped with sufficiently large *evaporation pans* installed in the open.

In the Hungarian Meteorological Network evaporation was observed by means of Wild instruments positioned under a protecting hood. It has been pointed out repeatedly by several authors, that these data cannot be accepted as characteristic for evaporation from free water surfaces, yet are incomparable even among themselves [14]. In spite of this fact, systematical and detailed evaporation pan observations were commenced in Hungary as late as in 1952, at the Experimental Station of the Research Institute for Water Resources in Kecskemét [18]. The development of a nation-wide network was started in 1958. During the last two years observations were started at altogether 13 further stations (Fig. 1). A network comprising a total of about 22 to 25 stations is contemplated for the 90.000 sq.km area of the country. Half of the stations will be situated in mountainous regions occupying about 10 to 15 per cent of the total area.

During the first years two pans are being installed at every station: one of type «A» suggested by the *World Meteorological Organization*, and one of the type used for the first observations in Hungary. These latter have an area of 3 sq.m, at a diameter of 196 cm and a depth of 50 cm, and are recessed into the ground. At some stations GGI-3000 type (65 cm diameter, 70 cm deep) sunken evaporation pans used in the network of the Soviet Union will also be installed in 1960 — for the time being by way of an experiment. There are several advantages in having two different pans at each station: 1) Faulty or incomplete observations are more readily checked, respectively completed, 2) Foreign experience relating to both sunken and surface pans

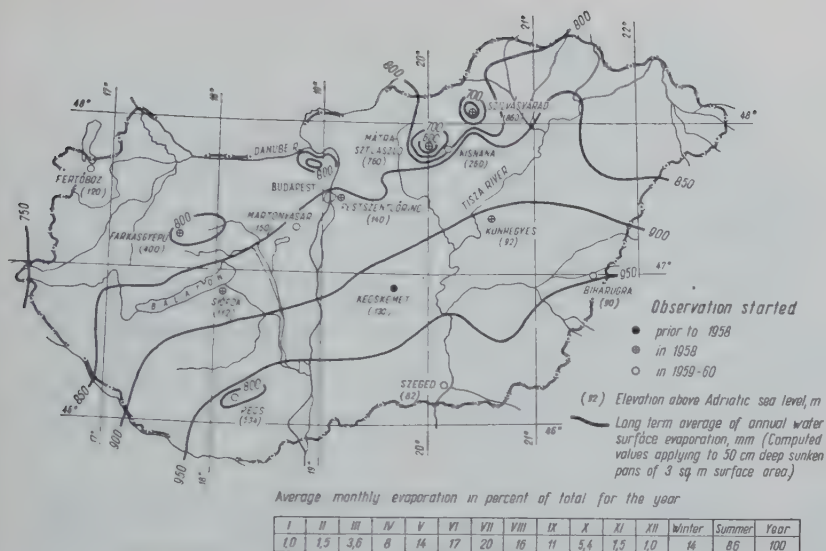


Fig. 1 — Evaporation-pan stations, and estimated long-term average evaporation from free water surfaces in Hungary.

can be utilized, 3) The *parallel* evaluation of data obtained by the two pans offers the possibility for investigating some characteristics of evaporation, which are inaccessible to observations by any of the two types of pan alone. Excess costs attendant to double observations can be reduced by the conical disc—type gage, constructed for accurate water surface observation by K. FAZEKAS [1] and which is the most delicate instrument used in the observation. This gage can be used to serve two or more pans at the same station.

On the basis of data observed at the Siofok station, on the shore of Lake Balaton in 1959, surface and sunken pans are compared in *Table I* and *Fig. 2* with respect to monthly evaporation, respectively to day and night evaporation as well as daily variations in water temperature.

2. COMPUTATION OF EVAPORATION FROM FREE WATER SURFACES ON THE BASIS OF METEOROLOGICAL DATA

At least 4 to 5 years are likely to elapse before characteristic data for evaporation from free water surfaces can be determined for the entire country on the basis of evaporation pan measurements. Therefore, in order to meet increasingly pressing practical requirements, informative data on evaporation from water surfaces have been determined by computations based on meteorological observations [13].

The basic idea underlying the computation was the transformation of observation results of the Kecskemét station, *i.e.*, the only one for which long-term records are available, to about 80 representative points of the country with due allowance to climatic, respectively meteorological characteristics. The formula of A.F. MEYER.

$$E = a(e_0 - e) (1 + bv)$$

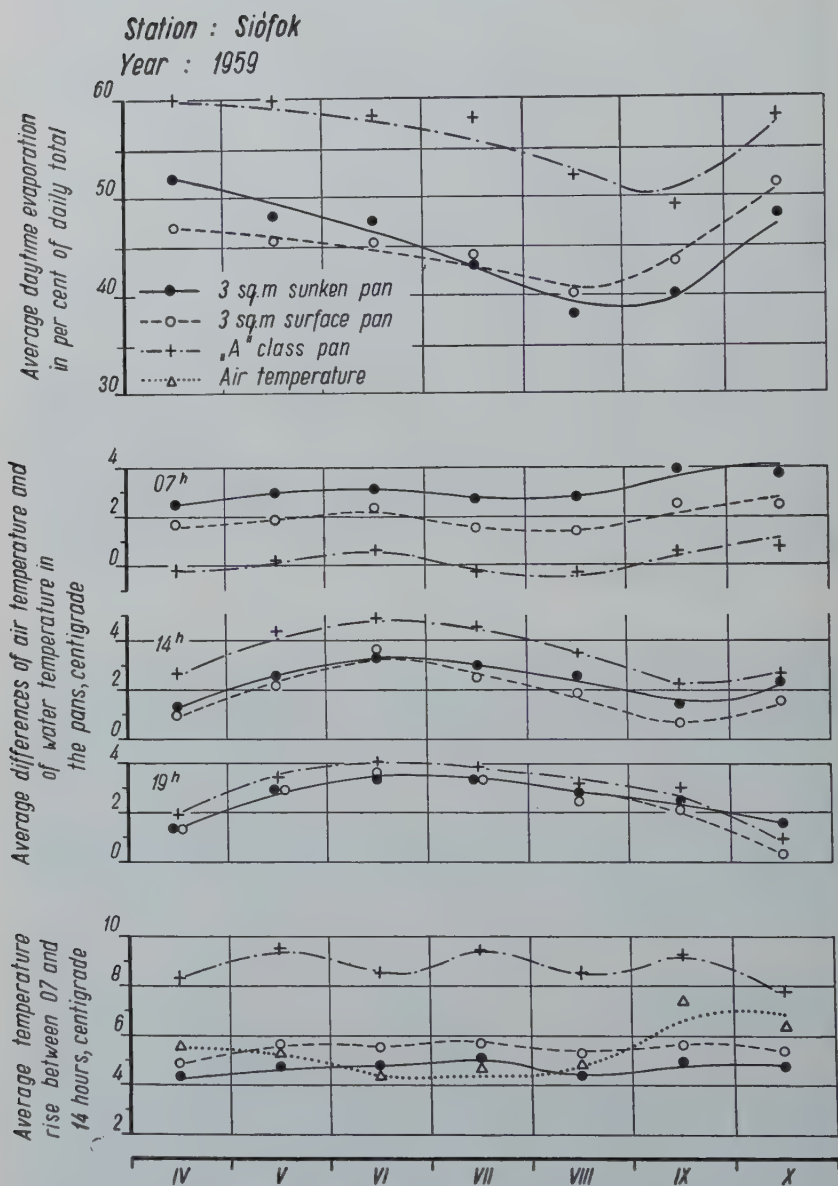


Fig. 2 — Data on the distribution of daytime and night evaporation, and the average daily fluctuation of air temperature and of water temperature in the pans. Siófok 1959.

TABLE 1

Main data of evaporation observations at Siofok in 1959

Quantity observed			1959							
				IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Monthly 3 sq. m evapo- sunken pan ation 3 sq. m land pan Class «A» pan	P_s	mm	66	84	80	103	90	73	40	
	P'_s		76	96	95	117	100	78	44	
	P_A		72	92	97	110	93	72	40	
Ratios		$P'_s : P_s$	1,15	1,14	1,19	1,14	1,11	1,07	1,10	
		$P_A : P_s$	1,09	1,10	1,21	1,07	1,04	0,99	1,00	
Air temperature (T) and water tempera- ture (t) in the pans (Monthly averages)	07h	$T(7)$	9,0	13,9	16,7	20,5	18,4	12,1	5,6	
		$t_s(7)$	11,5	16,8	19,7	23,2	21,2	16,0	9,3	
		$t'_s(7)$	10,7	15,7	19,0	22,0	19,8	14,6	8,0	
		$t_A(7)$	8,9	13,9	17,3	20,2	18,1	12,4	6,3	
	14h	$T(14)$	14,6	19,1	21,0	25,1	23,2	19,5	11,8	
		$t'_s(14)$	15,8	21,6	24,3	28,0	25,6	20,8	14,0	
		$t_s(14)$	15,6	21,3	24,5	27,6	25,0	20,1	13,3	
		$t_A(14)$	17,2	23,4	25,8	29,6	26,6	21,6	14,1	
	19h	$T(19)$	13,5	17,4	20,0	23,8	21,6	17,0	10,8	
		$t_s(19)$	14,8	20,3	23,3	27,2	24,5	19,4	12,3	
		$t'_s(19)$	14,8	20,4	23,5	27,0	24,2	19,1	11,1	
		$t_A(19)$	15,4	20,8	23,9	27,6	24,7	19,9	11,7	
Average diffe- rences between temperature of water in the pans and air temperature	07h	$t_s(7) - T(7)$	2,5	2,9	3,0	2,7	2,8	3,9	3,7	
		$t'_s(7) - T(7)$	1,7	1,8	2,3	1,5	1,4	2,5	2,4	
		$t_A(7) - T(7)$	-0,1	0,0	0,6	-0,3	-0,3	0,3	0,7	
	14h	$t_s(14) - T(14)$	1,2	2,5	3,3	2,9	2,4	1,3	2,2	
		$t'_s(14) - T(14)$	1,0	2,2	3,5	2,5	1,8	0,6	1,5	
		$t_A(14) - T(14)$	2,6	4,3	4,8	4,5	3,4	2,1	2,3	
	19h	$t_s(19) - T(19)$	1,3	2,9	3,3	3,4	2,9	2,4	1,5	
		$t'_s(19) - T(19)$	1,3	3,0	3,5	3,2	2,6	2,1	0,3	
		$t_A(19) - T(19)$	1,9	3,4	3,9	3,8	3,1	2,9	0,9	
Average rise of air temperature and wa- ter temperature in pans between 07 and 17 hours	$T(14) - T(7)$		5,6	5,2	4,5	4,6	4,8	7,4	6,2	
	$t_s(14) - t_s(7)$		4,3	4,8	4,6	4,8	4,4	4,8	4,7	
	$t'_s(14) - t'_s(7)$		4,9	5,6	5,5	5,6	5,2	5,5	5,3	
	$t_A(14) - t_A(7)$		8,3	9,5	8,5	9,4	8,5	9,2	7,8	

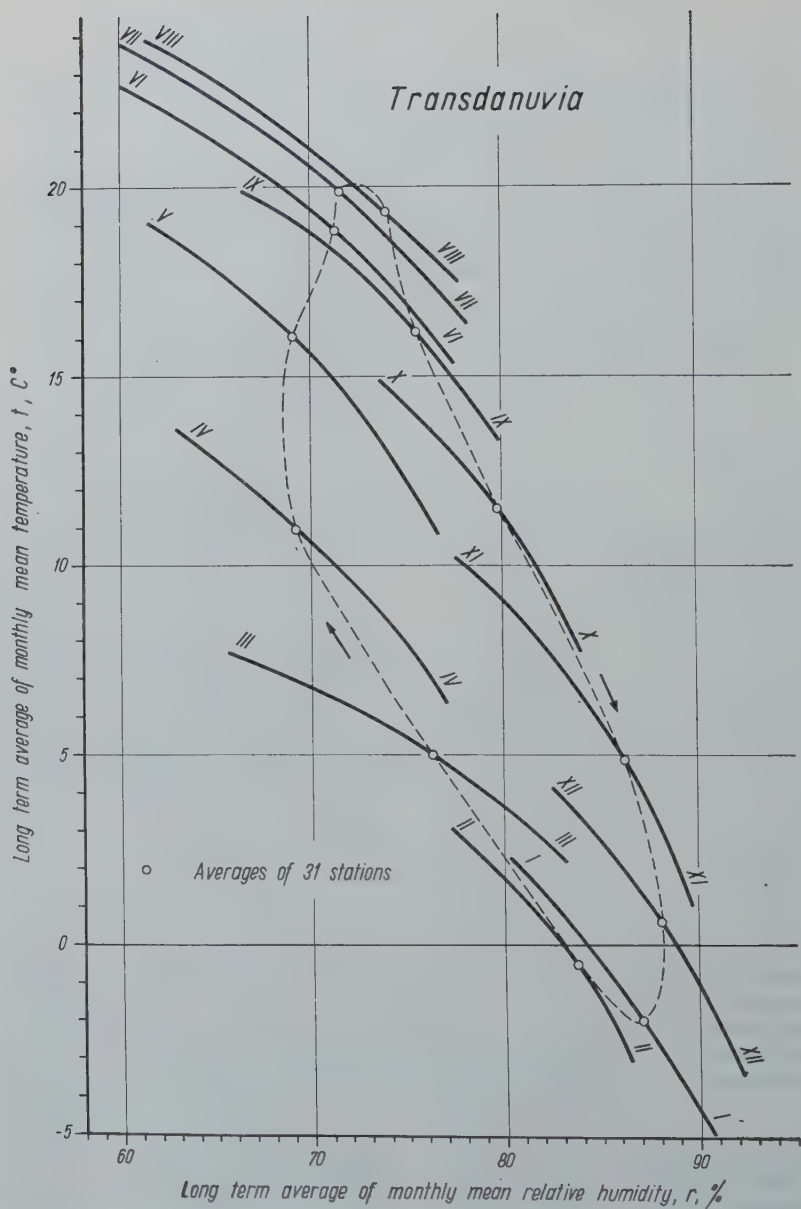


Fig. 3 — The statistical relationship—different for various regions—between air temperature and relative humidity may be used to reduce the inhomogeneity of humidity observations and to supplement missing data.

has been used for the computation, which summarizes experience gained by numerous observation data and comparatory evaluation. (E is the monthly evaporation in mm, e is the monthly mean vapour pressure of air in the vicinity of the ground surface, e_0 is the saturation vapour pressure, in mm, pertaining to the monthly mean temperature of the surface water layer, v is the monthly mean wind velocity in m/sec, while a and b are empirical constants which have been checked on the basis of measurements at Kecs-kémét).

The determination by indirect methods of basic computation data (water temperature, vapour content, wind velocity) presented no little difficulty. One of the relationships evaluated separately for each of the three main climatological regions, for determining the long-term average of monthly mean relative humidity, is shown in Fig. 3. This aid was prepared on the basis of long-term observation data of 31 stations by correlating graphically the points representing the relationship between normal values. Relying on the relationships describing, according to Fig. 3, climatological characteristics, humidity observations, which were missing at a great number of stations, could be completed and appreciable inhomogenities due to observation techniques could be eliminated.

The areal distribution of estimated average long-term evaporation is characterized by the isometric lines shown in Fig. 1. For mountainous regions, long term average evaporation—as determined by evaluating data obtained for major regions—is represented in the function of elevation above Adriatic sea level. Aids and tables for estimating characteristic extreme values of evaporation and evaporation during any selected month, respectively year, are given in the paper [13] referred to above.

3. WATERHOUSEHOLD CHARACTERISTICS OF LAKES AND RESERVOIRS

Observation data and computation methods concerning evaporation from free water surfaces greatly facilitate the compilation of the water balance of lakes and reservoir. For any given period t the water balance of lakes can be described by the expression

$$S = P + I - E - O$$

where S is the change in storage volume, P is precipitation over the lake, I is inflow, E is evaporation, while O is overflow or artificial release. Observation data on precipitation and on changes in storage, necessary for computation are usually available. Information on evaporation may greatly reduce, respectively counterbalance the uncertainty attendant to estimates on inflow and outflow. On the other hand, if both inflow and outflow can be computed in a reliable manner on the basis of detailed observations, valuable inferences can be attained at for checking evaporation-pan data and computed evaporation values. It may often be found preferable to prepare a common water balance for the lake and the appertenant catchment area, one of the factors (inflow into the lake, respectively runoff from the area) being common, so that the number of unknown quantities becomes smaller, respectively that of independent equations becomes greater.

Detailed evaluation concerning the water balance of the largest lake in Hungary—and at the same time in Central Europe—of Lake Balaton, having a surface area of round 600 sq.km, has been carried out during recent years. Various details of the work have already been reported upon [14 and 15], a detailed account will be completed in 1960. Considering long-term averages the water balance of Lake Balaton can be described by the equation

$$P + I = E + O \quad (3)$$

$$630 + 880 = 870 + 640 \text{ mm} \quad (3-a)$$

(Numerical values represent height of water column in millimetres related to the area of the lake).

A number of interesting conclusions can be arrived at from the knowledge of long-term averages already.

On the basis of information concerning the average water volume V in the lake, respectively the average water depth, which can be regarded as representative for the water volume, e.g. the *average time of exchange* of lake water can be estimated :

$$T = V : (P + I) \quad (4)$$

in the case of Lake Balaton

$$T = 3300 : (630 + 880) = 2,2 \text{ years} \quad (4-a)$$

The trend in the *ratio of precipitation and inflow* is important among the data necessary for the chemical and limnological evaluation of lake water. (For Lake Balaton $P : (P + I) = 630 : (630 + 880) = 0,42$).

In connection with waterhousehold problems of lakes and reservoirs, the knowledge of *waterhousehold characteristics* describing the relationship between the area of the water surface (A_w) and various factors of the water balance, may be of importance. Characteristic curves constructed according to the data contained in Eq. (3—a) are shown in Fig. 4. In the knowledge of the surface area of the lake the appurtenant catchment area, the construction of the curves, respectively the determination of the corresponding equations can readily be solved by analytical methods.

E.g. inflow into the lake varies according to the expression :

$$I = \alpha P' A_b, \quad (5)$$

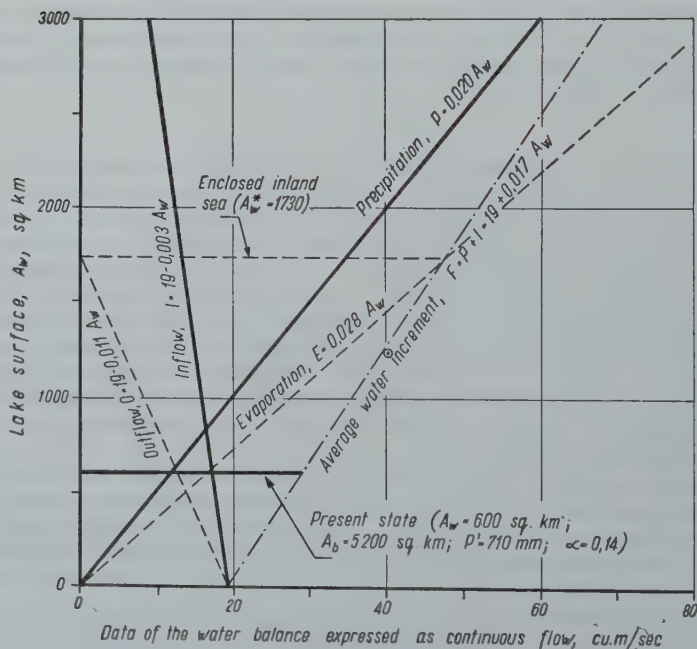


Fig. 4 — Water balance of Lake Balaton, plotted against the lake surface.

where P' is the average precipitation over the catchment of area A_b , and α is the runoff-coefficient. With values applying to *Lake Balaton* : $\alpha = 0,145$ and $P' = 710$ mm and on the basis of the relationship : $A_b + A_w = 5200 + 600 = \text{constant}$, further after converting to cu.m/sec units, we obtain the relationship

$$I = 19 - 0,033A_w.$$

If there are significant changes either in the long-term average precipitation over the area, or in the runoff coefficient in the catchment, the summation of data obtained from maps should be preferred to the analytical solution.

$$\begin{aligned} \text{The relationships } P &= f_1(A_w); \\ O &= f_2(A_w) \text{ and} \\ E &= f_3(A_w) \end{aligned}$$

can be determined in a similar manner.

It will be perceived from *Fig. 4* that—assuming climatical conditions similar to those now prevailing—*Lake Balaton* could have been in the past a closed inland sea at a surface area about three times as large as at the present. Naturally, the waterhousehold characteristics can be rearranged, for any term in the water balance. Information could thus be obtained on other problems as well, such as the modifications in surface area, ensuing if the overflow were artificially reduced, or increased for extended periods, or if evaporation would be reduced by the use of chemicals forming a monomolecular protective layer. (*At the present stage of research*, this solution can be applied to water surfaces not exceeding a few acres and is not economical unless the reduction of evaporation by 10 to 20 per cent is of high economical value).

4. ESTIMATING EVAPORATION FROM CATCHMENT AREAS

The most difficult problem arising in connection with water balance investigations, is the estimation of water quantities evaporating from natural ground surfaces covered with vegetation. Greatest attention was claimed by these problems during the past years. A new, and fundamentally different method of approach had to be developed for the solution, since those known from the literature and analyzed in detail during the evaluation in Hungary, proved to be unsuited for the desired purpose.

In the method developed by H. KALWEIT [2] for catchment areas in East-Germany, the single months in the summer and winter half-years are not distinguished, and the formulae are derived on the basis of long-term averages of observation data. As revealed unmistakably by the evaluation shown in *Figs. 5a and 5b* (for details see [7], pp. 189-216), in the construction of the aids every month of the year should be investigated *separately* and the relationships should be derived from detailed observation data relating to *individual months*.

The method developed originally for describing climatical characteristics by C.W. THORNTHWAIT—and widely used for this purpose—can be applied advantageously for estimating the water balance of river basins [16] in regions, where no observation data on runoff are available. The most important, and it may be contended only reliable basis for investigating area evaporation, is the long-term average of annual evaporation, which in regions, where the necessary hydrologic observations are available, may be estimated as the difference between long-term average precipitation and long-term average runoff. Observation data collected on runoff are entirely disregarded in the method of Thornthwaite, and runoff is estimated indirectly by using precipitation and temperature data. The discrepancies between estimated and actually observed runoff values, as regards both the annual sum and its distribution

Eberswalde 1930-37

Lysimeter, grass, without groundwater

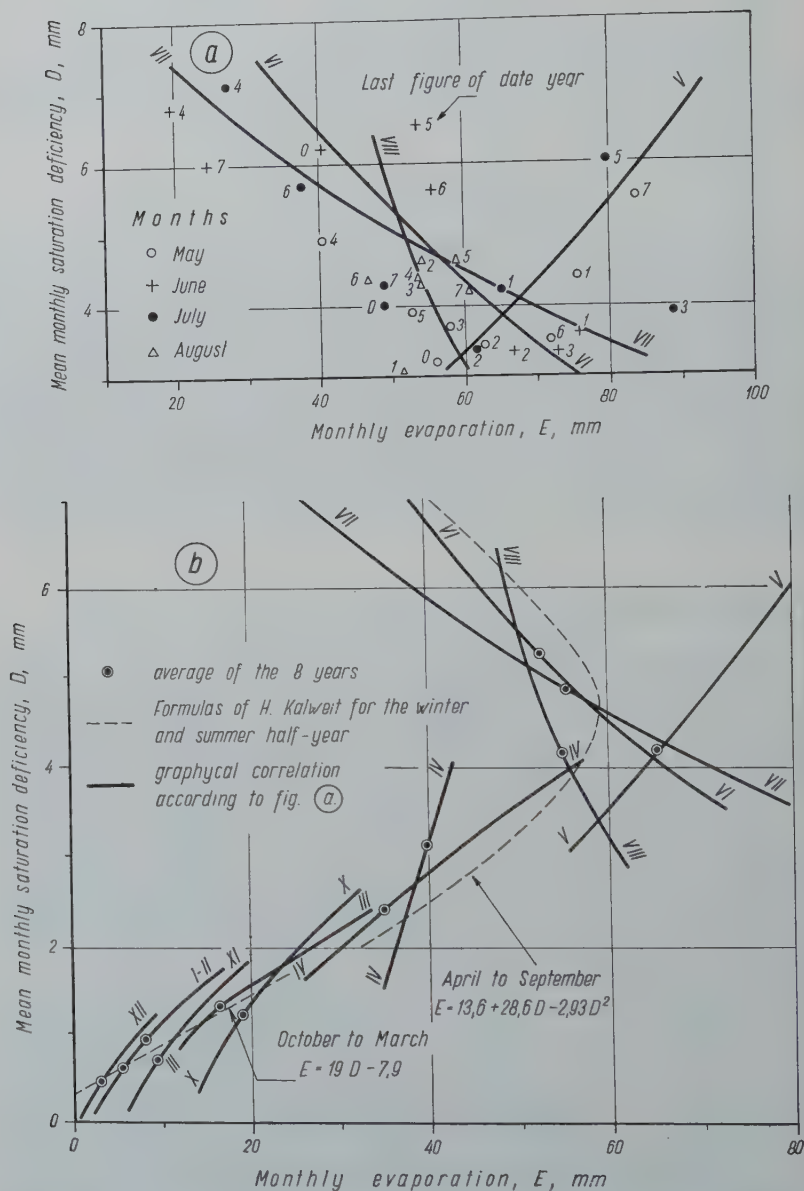


Fig. 5 — Relationships for estimating evapotranspiration from large areas should practicably be investigated separately for each month. (For the correlation of observation data see Fig. a. Basic data are taken from the work of Mr H. KALWEIT [2]).

over the year, may naturally turn out to be significant. An additional disadvantage of the method is, that in its present form, it can be applied to regions, respectively in years only, where, respectively when, the water balance becomes negative no more than once during the year. In the case of catchment areas in Hungary, several changes in sign are rather frequent, as far as the water balance of individual years is concerned. (A detailed report on experience collected during similar applications in Hungary of the method was published recently [1^o].

In developing the method which was followed in estimating the water balance of catchment areas in Hungary, the following basic principles were considered :

4.1 Possibility should be ensured for including besides meteorological data (precipitation, temperature and or the vapour pressure saturation deficiency of the air), also observation data available on runoff, in the course of estimating evaporation.

4.2. During the summer months which are decisive as regards evaporation, the significance, expressed by a weighting number, of *evaporation opportunity*, i.e. the volume and vertical position of *water available for evaporation*, is in general appreciably higher, than that of meteorological factors affecting potential evapotranspiration. It was found during the evaluation of a great number of observation data [7, 8 and 9] that in compiling index numbers characterizing evaporation opportunity, due consideration must be given, besides precipitation during the month in question, also to that during the antecedent months, and sometimes even to the water volume left over from the winter.

4.3. The significance of various factors affecting evaporation is subject to appreciable changes from month to month, so that separate relations should practicably be established for each month.

4.4. Every factor of the aids which serve the estimation of water quantities evaporating during individual months or years, should preferably be expressed as a percentage of the long-term average, or as a deviation from the long-term average, since thereby

4.4.1. the relations thus obtained can be applied also to other regions having a climate similar to that which furnished the fundamental data, and

4.4.2. the compilation of the aids is facilitated by certain physical considerations and construction-technical boundary conditions.

Evaluations completed, respectively methods developed for estimating area evaporation in keeping with the principles outlined above, have been described in detail at other places [7, 8 and 9].

The method of C.W.THORNTONWAITE relying on purely meteorological data (without considering runoff), or the different approach of A.R. KONSTANTINOV [3], which however follows similar aims, is of great significance for improving results obtained by hydrological methods on the water quantity evaporating from large areas, respectively during extended periods, as well as for tracing changes in evaporation over the area and with time.

5. WATERHOUSEHOLD OF THE TISZA RIVER BASIN.

Following the principles and computation methods outlined above, monthly water balances have been prepared during the last three years for 26 catchment areas in the basin of the Tisza River, to cover a period of 25 to 30 years. An example for the tabulated and graphical representation of results obtained by this survey is shown in *Table II* and *Fig. 6*, using data of the Zagyva River, one of the right-bank tributaries of the Tisza River.

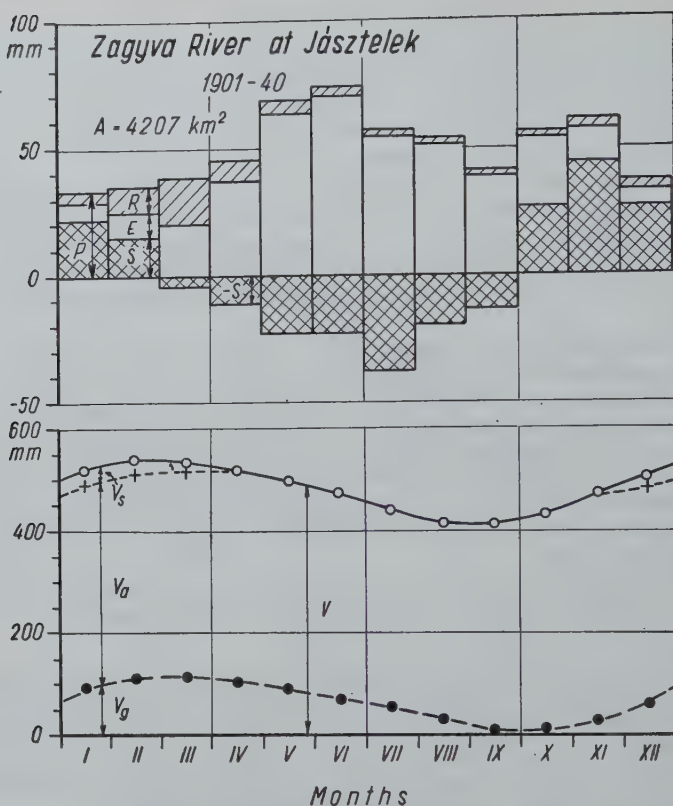


Fig. 6 — Example for the compilation of monthly water balances. (For data see Table II).

In order to compare waterhousehold conditions in various areas and to establish the physical geographical relations governing the water balance, the compilation of the following indices has been envisaged for every area :

5.1. The ratio of liquid and solid precipitation, both as long-term averages and for representative years.

5.2. The long-term average of annual runoff-coefficient, as well as changes therein.

5.3. The ratio of surface runoff to the volume of the basic flow; flood waves due to snowmelt and to rainfall, respectively to the combined effect of the two have been separated in the former.

5.4. Changes in the ratio of evaporating power and actual evaporation. (As regards the former, the values determined by the method of C.W. THORNTHWAITE at present available).

5.5. The distribution according to components of the total water quantity stored over the area is characterized by the remaining three indices (the ratio of water stored on the surface in the top cover and below the groundwater table to the total).

5.6. It is intended finally to determine, on the basis of the monthly water balances compiled for a period of 25-30 years, data, respectively indices characterizing the maximum storage capacity of the top cover.

TABLE II
Long term average values of the water balance over the catchment area above the Jásztelek gage on the Zagyva River

N ^o	Quantities		Months													
			I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)
1	Air temperature	t	C ^o	-3,2	-1,5	4,8	10,1	17,0	19,2	21,0	22,0	17,4	10,3	6,5	-0,3	(10,3)
2	Precipitation	P	mm	33	35	38	45	68	73	56	53	40	55	60	36	592
3	Runoff	R	mm	4	10	18	8	5	3	2	1	1	2	4	3	61
4	Evaporation ⁽¹⁾	E	mm	7	10	23	48	86	93	92	72	53	27	13	7	531
5	Changes in storage ⁽²⁾	S	mm	22	15	-3	-11	-23	-23	-38	-20	-14	26	43	26	0
6	Total storage ⁽³⁾	V	mm	518	533	590	519	496	473	435	415	401	427	470	496	(476)
7	Surface storage ⁽⁴⁾	V _s	mm	16	17	5	—	—	—	—	—	—	—	—	6	(3)
8	Groundwater storage ⁽⁵⁾	V _g	mm	92	104	115	103	90	68	52	23	0	5	26	61	(62)
9	Storage as soil moisture ()	V _a	mm	410	412	410	416	406	405	383	392	401	422	444	429	(411)

⁽¹⁾ Values determined according to the aids shown in [8, and 9].

⁽²⁾ $S = P - R - E$.

⁽³⁾ The initial value $V_0 = 496$ mm has been determined to make the lowest V value in the detailed monthly water balances for the years 1921 to 1950 equal zero.

⁽⁴⁾ Data on average density of snow have been selected according to observations of P. SALAMIN [6].

⁽⁵⁾ Data on changes in the groundwater level and on the free pore-volume of the soil have been entered according to the evaluation of K. UBELL [17].

⁽⁶⁾ $V_a = V - V_s - V_g$; Assuming the average depth of the top cover above the groundwater table at 4 metres, the long-term average storage of 411 mm in the top cover in excess of permanent water corresponds to an average water content of 10 per cent by volume.

The relation of the above indices to one another as, well as to the elevation above sea level of the area, or to temperature data will certainly furnish additional information for the hydrological evaluation of physico-geographical conditions of individual regions, respectively for the demarcation of characteristic hydrological regions.

REFERENCES

- [1] FAZEKAS K. : Néhány újabb vízrajzi műszerünk (Some new hydrometric instruments). *Beszámoló a Vizgazdálkodási Intézet Kutató 1954. évi munkájáról*. Report on the activities of the Research Institute for Water Resources in 1954). *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, 1955, pp. 184-194. (In Hungarian with German and Russian summaries).
- [2] KALWEIT H. : Der Wasserhaushalt, VEB Verlag Technik, Berlin, 1953.
- [3] KONSTANTINOV A. R. : Obosnovanie metodiki rassc'eta isparenija po dannim meteorologic'eskih stancij, *Trudi Gosudarstvennogo Gidrologic'eszkogo Instituta*, Vypusk 54 (108), *Gidrometeoizdat*, Leningrad, 156 pp. 5-76.
- [4] LASZLOFFY W. : A párolgás nagyságának megállapítása, *Az Időjárás*, Budapest, 1932, pp. 170-177 and 214-220.
- [5] LASZLOFFY W. : A fajlagos lefolyás sokévi átlaga Magyarországon és a hidrológiai hosszszelvények. (Mean annual runoff in Hungary and hydrologic longitudinal sections). *Vízügyi Közlemények*, N° 1954/2., Budapest, pp. 147-157. (In Hungarian with French summary).
- [6] SALAMIN P. : Le manteau de neige dans les forêts de Hongrie. *Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology*, N° 15, November, 1959, Louvain.
- [7] SZESZTAY K. : A természetes párolgás (Evaporation as element of Hydrology). *Mérnöki Továbbképző Intézet* 3650, Budapest, 1958, pp. 221, fig. 98 tables 26. (In Hungarian with short English summary).
- [8] SZESZTAY K. : Segédletek a területi párolgás meghatározására. (Grafical aids for determination of land-surface evaporation). *Beszámoló a Vizgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet 1956. évi munkájáról*. (Report on the activities of the Research Institute for Water Resources in 1956), *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, 1957, pp. 31-75. (In Hungarian with English summary).
- [9] SZESZTAY K. : Graphs for estimating evaporation from large areas, *Comptes Rendus et Rapports—Assemblée Générale de AIHS*, Toronto 1957, Gentbrugge 1958, Tom. II. pp. 332-359.
- [10] SZESZTAY K. : Estimation of the water balance of catchment areas in Hungary, *Időjárás*, N° 6. Vol. 62, Nov-Dec. 1958, pp. 313-328.
- [11] SZESZTAY K. : Réseau de bacs d'évaporation en Hongrie-Evaporation measurements in Hungary, *Bulletin de l'Organisation Meteorologique Mondiale*, Vol. VIII, N° 4., Octobre 1959, pp. 205-206.
- [12] SZESZTAY K. : Országos párolgásmérő kádhálózat. (Evaporation pan measurements network in Hungary). *Hidrológiai Közöny*, N° 1960/2., Budapest. (In Hungarian with English and Russian summaries).
- [13] SZESZTAY K. : Tájékoztató adatok a vízfelületek párolgásáról (Informativ data on evaporation from water surfaces in Hungary). *Vízügyi Közlemények*, N° 1958/2, pp. 178-205. (In Hungarian with English, French and German summaries; An unabridged German version can be obtained on request from the Research Institute for Water Resources).
- [14] SZESZTAY K. : Tavak és tározómedencék vízháztartási jelleggörbéi. (Surface area—water balance relation of lakes and reservoirs). *Földrajzi Ertesítő*, N° 1959/2., pp. 191-199. (In Hungarian with English summary).
- [15] SZESZTAY K. : Adalékok a Balaton hidrológiájához. (Some hydrological aspects of the Balaton-Lake research). *Beszámoló a Vizgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet 1958. évi munkájáról*. (Report on the activities of the Research Institute for Water Resources in 1958). *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, 1960. (To be printed).
- [16] THORNTWHAITE C.W., MATHER J.R. : The water balance, *Drexel Institute of Technology, laboratory of Climatology*, Vol. VIII., N° 1, Centerton, New-Jersey, 1955.

- [17] UBELL K. : A talajvízháztartás és jelentősége Magyarország vízgazdálkodásában. (Ground water research in Hungary). *Vízügyi Közlemények*, N° 1959/2. pp. 185-252. (In Hungarian with English and Russian summaries).
- [18] UBELL K. : Nagyobb vízfelületek párolgási veszteségének meghatározása párolgásmérő kádak segítségével. (Measurement of evaporation losses from larger water surfaces by means of evaporation-pans). *Időjárás*, N° 1958/1. Budapest, pp. 26-39. (In Hungarian with English summary).
- [19] ZSUEFFA I. : Hosszuidejű előrejelzés a Sajó és Hernád völgyében. (Long-term forecasting of summer-runoff in the Sajó and Hernád River basin). *Beszámoló a Vízgazdálkodási Tudományos Kutató Intézet 1957. évi munkájáról*. (Report on the activities of the Research Institute for Water Resources in 1957), *Műszaki Könyvkiadó*, Budapest, 1959, pp. 154-174. (In Hungarian with English and German summaries).

PRINCIPLES OF THE THEORY OF PROCESSES OF SURFACE AND UNDERGROUND RUNOFF

Professor A.N. BEFANI
U S S R

THESES OF A REPORT ON THE SUBJECT

1. The exceptional diversity of runoff producing processes, the abundance of factors of the water balance, which are in complicated interrelations with each other, creates a uniqueness of runoff dynamics in time, as well as in space for a given basin. Thus, though noting the summ of a great number of qualitatively different and controversial processes, gauge data enable only to give statistical judgements, but they do not allow to open out the causation of the gauged runoff characteristics, and their dependance on the current acting factor combinations. In the course of its development runoff passes a series of links, which include a number of processes (infiltration of rainfall and snowmelt water and water creation, the movement of water inside the snow cover, surface runoff, percolation into groundwater, runoff of free and compressed (artesian) groundwater, elementary flood, streamflow runoff, the interchange of flood plain water etc. Only the theory of all those processes is capable of opening out the lows of river runoff, of serving as a base for different experiments and observations, of giving genetic design formulae, applicable for the definition of runoff in any reach.

2. The general features of the dynamics of runoff processes are expressed best of all mathematically, by means off developing and intergrating partial runoff equations. A special investigation proved that under computation of hydraulical elements of surface, channel and underground streamflow, the forces of inertia may be neglected with an error involved less than I per cent.

For the computation of surface runoff the slope of the water table may also be defined according to the marks of the most characteristic points of the land surface.

3. The above assumptions enable to develop the following runoff equations :

1. Surface runoff for the phase of water creation :

$$(n + 1) cy^n \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = h_t \quad (1)$$

2) The same for the depletion phase :

$$(n + 1) cy^n \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = -K_{t\omega} \quad (2)$$

3) Elementary streamflow runoff

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = Q_t' \quad (3)$$

4) Flood runoff along river systems

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = Q'_{xt}$$

5) Underground runoff from one aquifer

$$kJ \frac{\partial H}{\partial x} - k \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 - kH \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \delta \frac{\partial H}{\partial t} = \bar{K}_n - K_{n+1} \quad (5)$$

In these equations y, H, ω, Q , denote correspondingly the depth of surface streamlets related to the whole width of the slope, the depth of the groundwater stream, the section area and discharge at a distance from the top point of the considered stream at moment t ; J is the slope angle of the underlying surface, n — the hydraulic index in the formula of surface runoff speed $u = cy^n$, while n is the surface coefficient, related to the roughness [coefficient and characteristics of the micro-topography, h_t — the rate of water creation, that is the difference between the rates of rainfall and losses, $k_{t\omega}$ — the rate of infiltration during the depletion related to the whole of the area of the slope, Q'_t and Q''_{xt} — the discharge of local inflow per unit of length of the streamflow considered, δ — the water delivery of the n -th aquifer in parts of unity, k — the filtration coefficient of this aquifer, K_n and K_{n+1} — the rates of infiltration, which enters from above and passes into the underlying strata.

4. The surface runoff is of a streamlet character, but the actual speed is easily expressed in relation with the hydraulic elements of the model runoff from a plain surface. However, the percolation during the depletion is determined by the dynamics of the area of the water table. Due to this, the integration of (2) is performed for different kinds of streamlet runoff, — parallel and concentrated. The rate of water creation is defined in different ways under conditions of absence of support of groundwater (the normal case) and in the zone of high water, capable of coming out on the surface. The relation of h_t to time can be typified, though generally it can be rather various. Therefore the integration of (1) is performed in the general form, h_t being an arbitrary function of time. As Q_t is a function of t only, the general form of the equation of elementary streamflow runoff is computable, but under different streamflow characteristics the practical deduction, based on this solution, become different functional expressions. Local inflow in streamflow systems should not be considered as a continuous function. The streamflow net being schematically shown in the horizontal and vertical planes, the inflow may be expressed in the form of some variable in time typified epure, thus equation (4) is principally solvable. However, the extreme complicity of such a solution excludes the possibility of its practical use, and its universality is limited only within the borders of typifying. Therefore the theory of streamflow runoff was developed by means of another method. Initially an approximate, but universal solution was looked for. Then corrections were introduced into this solution, by means of correlating with data of exact integration for solvable particular cases and those corrections were then generalized. So initially, to receive a simplified solution, there was used the assumption that the speed of the flood wave is a constant one. Then, on the ground of comparison with exact solutions for elementary river channels and separate links and units of streamflow systems, there were found expressions of the design wave speed, involving different kinds of spreading and phase conditions, with a theoretical error, amounting to several per cent. Equation (5) was solved in a similar way. The shortcomings of the mathematical method lie in the necessity of a functional expression of a number of runoff producing processes or factors, which involves the typifying of curves of water creation, of basin forms, of streamflow networks and other units, which are, strictly speaking, met in nature in never repeating combinations of concrete forms. Therefore, under solving a number of problems, especially those connected with runoff routing, it is expedient to combine the mathematical method with the building up of concrete graphical and graphoanalytical characteristics of a number of values, — isochrone curves, phase coefficients etc.

5. The analysis of the achieved solutions opens out a number of forms of flood,

underground and total (streamflow) runoff. Thus flood surface runoff may be *full*, if the total discharge is formed by simultaneous runoff the whole slope, *incomplete finished*—when Q_{\max} is created by inflow from a part of the slope, but the travel is finished during the depletion, and *unfinished*—when the area located near the divide does not produce any runoff into the streamflow system. Channel runoff may be *quick*, — if the period of travel is shorter than the length of water creation, *developed* — if the whole basin presents an area of simultaneous runoff, *slow*—if this area covers a part of the basin, and *multicyclic*—when the area of simultaneous runoff is represented on the basin by separate zones, formed by different showers. Theoretical expression, defining the runoff layer, the maximum discharge, and the hydrograph ordinates, have been developed for all types of runoff. Then, by means of summarizing there were found equations of the runoff rate and the order of river runoff within the year. These results show the dynamics of the influence upon runoff caused by zonal and intrazonal factors, they show the ways and methods of performing various experiments and natural observations, necessary for the development of design and forecast relations.

TORRENTIAL FLOOD PROBLEMS

M.F. SRIBNY

Institute of Geography Academy of Sciences, Moscow
Professor, Doctor of technical sciences
U S S R

1. At the present time a prevailing place belongs to papers dealing with the study of floods without a load. However, essential is also the study of torrential floods in mountainous conditions and of ravine debris cones on plain drainage systems with a higher erosion.

2. Processes of movement unite floods of all types. But they are separated by specific features of their origin. Torrential floods can be classified by their genesis (rainfall, shower, snow, glacier, break-up, complex), by the composition of the material transported (water-rock, mud, mud-rock), by the dynamical peculiarities (turbulent, structural, lava-stream).

3. Torrential floods can also be classified by the character of the drainage systems. Peculiarities of the drainage system often exert a decisive influence upon the character of flood movement and upon the composition of the moving mass.

4. Studies of torrential floods proceeds from the following aspects : a) nature of floods and the theory of their movement, b) interaction between floods and structures, c) flood protection of settlements, engineering structures, industrial and agricultural territories.

5. The purpose of studying is the determination of velocities, discharges and volumes of floods. On the basis of analytical researches in combination with a study of natural data a method of calculating turbulent floods has been established. This demanded special studies of natural factors geomorphological, climatic, hydraulic, soil-geological a.c.

POTENTIEL HYDROELECTRIQUE BRUT DES COURS D'EAU ITALIENS

DINO TONINI

RÉSUMÉ

On résume les éléments utiles pour l'évaluation du potentiel brut de surface d'un pays et on présente les résultats qu'on a obtenus et qui se montent pour l'Italie à 317,7 TWh.

SUMMARY

The elements for calculating the gross surface potential of a country are summarized, and we give the results obtained for Italy, which total 317,7 TWh.

1) Dès 1950 le Comité de l'Energie au sein de la Commission Economique Européenne (ECE), accédant à la proposition avancée par M.P. AILLERET, alors son Président, entreprenait l'étude systématique des ressources hydroélectriques Européennes, en vue de la création d'un cadastre des ressources hydroélectriques mêmes. On s'aperçut bien vite que, vu la diversité des procédés et des méthodes employés par les différents pays pour évaluer leur patrimoine hydroélectrique, il était difficile de formuler des évaluations fondées sur des bases communes. A la suite d'un examen approfondi du problème on décidait d'introduire *un point de repère d'ordre géophysique* qui aurait trait aux ressources hydroélectriques et qui serait en même temps conçu en dehors de toute considération d'ordre technique ou économique contingent.

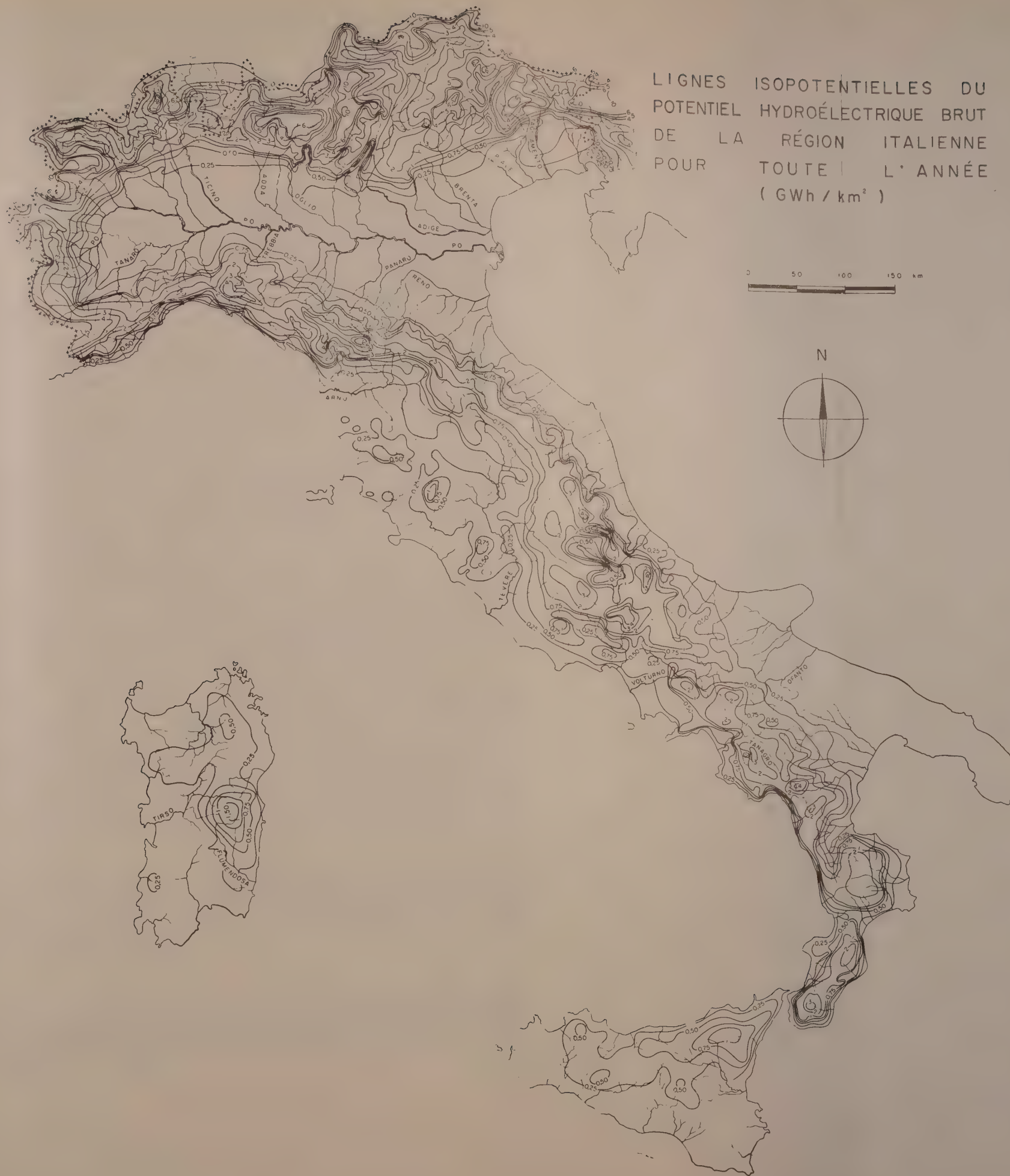
Comme recherche préliminaire on entreprit l'évaluation pour chaque pays, de l'énergie potentielle hydroélectrique *théoriquement possible*, c'est-à-dire de l'énergie totale dispersée par les eaux d'écoulement d'un bassin le long du parcours suivi pour atteindre le niveau de la mer.

On pense, à ce propos, que l'écoulement d'un bassin se trouve concentré à l'altitude moyenne du bassin même et qu'il soit théoriquement utilisable jusqu'au niveau de la mer, abstraction faite de toute possibilité effective de réalisation, d'aménagement, de rendement etc. Le calcul du potentiel hydro-électrique ainsi défini, ne comporte que la détermination de la hauteur moyenne des bassins principaux et secondaires examinés et la valeur des écoulements ou des débits moyens se rapportant aux différentes périodes envisagées (année, saison, mois etc. valeurs actuelles ou valeurs moyennes). Pourtant, soit A l'aire d'un bassin en km^2 , H l'altitude moyenne en mètres sur le niveau de la mer, et D l'écoulement spécifique en millions de m^3 se rapportant à une période de temps donnée, le potentiel hydroélectrique brut correspondant, exprimé en GWh, est défini ainsi qu'il suit :

$$W = \frac{D.H.A.}{367}$$

Cette expression, d'une application immédiate, présente un caractère intéressant : la somme des potentiels calculés pour un ensemble de bassins partiels, ne diffère pas pratiquement du potentiel calculé pour le bassin résultant de la somme des bassins partiels. L'expression est donc valable pour des confrontations entre les potentiels existant dans différentes régions et les potentiels d'une même région dans des époques différentes. Ces comparaisons sont facilitées aussi par le tracé des courbes isopotentielles, pour des valeurs absolues (en GWh) ou, encore mieux, pour des valeurs spécifiques (en GWh/km^2).

LIGNES ISOPOTENTIELLES DU
POTENTIEL HYDROÉLECTRIQUE BRUT
DE LA RÉGION ITALIENNE
POUR TOUTE L'ANNÉE
(GWh / km²)



Le potentiel défini par la susdite expression, appelé aussi *potentiel brut de surface* ou *d'écoulement*, a une signification précise dans le domaine géophysique en ce qu'il représente les courbes d'écoulement transformées par les isohypses.

2) On doit aussi rappeler que, pour les recherches sur les ressources hydroélectriques on a recours outre qu'au potentiel brut de surface au potentiel *brut ou net* de ligne ou fluvial qui est défini par l'expression suivante :

$$W' = \frac{D.L}{367} (H_a - H_f)$$

Dans cette expression l'écoulement ne se rapporte pas, pour la période envisagée à la surface du bassin et à l'altitude moyenne par rapport au niveau de la mer, mais à la longueur L en km de l'axe principal et des confluent les plus importants existant dans la surface du bassin envisagé entre l'altitude initiale H_a et l'altitude terminale H_f . Le potentiel de ligne net a, sans aucun doute, une signification technique particulière en ce qu'il représente la *limite* à laquelle on vise pour l'utilisation des ressources hydroélectriques d'un cours d'eau au cas où l'on obtiendrait un aménagement et une utilisation complets dans la période envisagée. On ne saurait toutefois soustraire la détermination de ce potentiel à l'action de quelques éléments subjectifs : en effet l'ordre des bassins secondaires qu'on examine influe sur les résultats définitifs. Par contre la subdivision des bassins qu'on pratique, influe à son tour et d'une façon quelque fois sensible sur les résultats partiels (nécessaires pour établir les confrontations entre différentes régions).

D'ailleurs, du moment qu'il existe d'étroits rapports entre le potentiel de surface et le potentiel de ligne, le Comité de l'ECE a décidé de considérer, en tant que point de repère, le *potentiel brut de surface* rapporté à l'année moyenne et au semestre d'hiver (du 1^{er} octobre au 31 mars) ainsi qu'au semestre d'été (du 1^{er} avril au 30 septembre), et cela en s'appuyant autant que possible, sur les observations effectuées au cours de la période comprise entre 1921 et 1950.

Les valeurs du potentiel brut devraient pourtant figurer dans les statistiques dédiées aux ressources hydroélectriques techniquement et économiquement exploitables dans chaque pays de façon d'avoir une base commune pour l'évaluation des statistiques mêmes, étant donné que les recherches jusqu'à présent effectuées dans les divers pays d'Europe ont permis de constater que les ressources hydroélectriques réelles sont comprises, en général, entre le 25% : 35% du potentiel brut.

3) Les travaux visant à déterminer le potentiel brut de surface en Italie pour la période comprise entre 1921 et 1950 viennent d'être achevés ⁽¹⁾. Les résultats concernant les territoires ressortissant à l'Italie (exception faite pour les îles mineures) sont rapportés, groupés en départements hydrographiques dans le tableau I et, en synthèse, dans la carte de la fig. 1 où sont tracées les lignes isopotentielles les plus significatives.

Le potentiel brut de surface résulte être pour l'Italie de 317,7 TWh (1,05 GWh/km²) alors que l'on a par exemple 212,0 TWh (0,83 GWh/km²) pour la Yougoslavie, 192,0 TWh (0,43 GWh/km²) pour la Suède et 320 TWh (0,58 GWh/km²) pour la France.

Les deux tiers du potentiel italien sont concentrés le long des Alpes, où l'on a des valeurs spécifiques moyennes de environ 2 GWh/km² alors que pour le tiers restant, le long de la chaîne des Apennins on a des valeurs spécifiques se montant à peu près à la moitié. Les valeurs minima de 0,30 GWh/km² ont été enregistrées dans les îles (laissant de côté la plaine des Puglie).

(1) La recherche a été réalisée par le compte de la Délégation Italienne à l'ECE (Genève) et par les soins de l'Institut de Hydraulique et Constructions hydrauliques de l'Université de Padoue avec la collaboration du Bureau d'Etudes de la Société Adriatique d'Electricité de Venise.

TABLEAU I

Potentiel brut de surface pour l'Italie période 1921-1950) en GWh et GWh/km²

Département hydrographique	Surface en km ²	Année (total)	Année (spécifique par km ²)	Sémiestre d'hiver (total)	Sémiestre d'été (total)	(5)/(6)
Veneto, Friuli, Venezia Giulia	36 600	80 700	2,2	28 600	52 100	0,6
Bassin du Po : (Emilia, Lombardia, Piemonte)	68 800	128 000	1,9	46 000	82 000	0,6
Romagna, Marche	22 000	11 900	0,5	8 000	3 900	2,1
Toscana	19 600	10 000	0,5	7 200	2 800	2,6
Liguria	4 800	5 900	1,2	4 000	1 900	2,1
Umbria, Lazio	23 600	15 100	0,6	9 200	5 900	1,6
Abruzzi, Molise	13 200	12 200	0,9	7 400	4 800	1,5
Puglie	20 000	1 400	0,07	1 000	400	2,5
Campania	19 400	19 100	1,00	12 600	6 500	1,9
Calabria,						
Basilicata	23 700	19 500	0,8	13 500	6 000	2,3
Sicilia	25 500	7 600	0,3	6 100	1 500	4,1
Sardegna	23 800	6 300	0,3	4 600	1 700	2,7
Totaux ou moyennes	301 000	317 700	1,05	148 200	169 500	0,9

Il est intéressant de noter les variations que subit le potentiel du semestre d'hiver par rapport au semestre d'été; pour les régions des Alpes ce rapport est de 0,6 alors que pour les régions des Apennins il est de 2,0 pour atteindre 2,7 dans les îles et 4,1 en Sardaigne.

Les travaux visant à évaluer les rapports existant entre le potentiel brut de surface et le potentiel brut et net fluvial, ainsi que ceux visant à déterminer la valeur la plus probable du potentiel utilisable du point de vue technique et économique à la fois, sont encore en cours. Toutefois le fait d'avoir complété les recherches sur le potentiel brut de surface constitue un point de départ significatif en vue d'une évaluation rationnelle des ressources hydroélectriques du pays.

LLUVIAS Y CORRIENTES SUPERFICIALES EN ESPAÑA

Enrique Uriarte HUMARA

RÉSUMÉ

La Péninsule Ibérique, située au S.O. de l'Europe, est formée par un ample littoral sur les mers Cantabrique, Atlantique et Méditerranéenne, et un grand plateau d'une altitude moyenne de 660 mètres au-dessus le niveau de la mer. Sa surface continentale est de 581.462 Km².

Les précipitations pluviométriques, produites principalement par des bourrasques du S. O. impliquent une hauteur moyenne de 718 mm. avec un volume d'eau précipitée de l'ordre de 417.914 Hm³.

Ce volume se distribue très irrégulièrement, surtout en Espagne, dans le temps et dans l'espace.

Dans les 100 dernières années, le nombre des années sèches avec une précipitation inférieure à 90 % du chiffre moyen, atteint 25 % et parmi elles, celles qui représentent moins du 80 % de la moyenne, impliquent 8 % du total.

La zone humide est située au Nord de la Péninsule; celle sèche domine les deux Castilles, Levante et le Sud Méditerranéen, avec des précipitations inférieures à 300 mm par année normale, sur une surface de l'ordre du 12 % et de l'ordre du 50 % en-dessous de 500 mm.

L'écoulement de surface représente en l'Espagne continentale 26 % des précipitations, et dans les zones plus sèches atteignant 12 %, par année normale.

Dans les années très sèches ce coefficient d'écoulement représente 15 à 20 % du total; dans la zone très sèches il se réduit à 6 ou 7 %.

La zone la plus aride de la Péninsule se trouve à Levante, où les précipitations sans une année moyenne dépassent à peine les 200 mm. et où les fleuves de petit parcours ont des débits d'eau spécifiques (litres : seconde-Km²) de 0,50 à 1,50, que sont pratiquement annulés durant les mois d'été.

A fin de remédier à cette aridité, un grand nombre des bassins de retenue, destinés à l'irrigation, ont été construits ou sont en étude, dont le volume total implique 20.149 Hm³, construits ou en construction, et 4.551 en étude; ceux de la zone sèche ou semi-sèche représentent environ 50 % des apports.

Dans les zones sèches, surtout à Levante, on aménage de nombreux puits, les uns artésiens les autres, avec élévation mécanique. La localisation de ces puits, afin de profiter au maximum des courants souterrains, est en exercice et en étude d'une façon systématique.

RESUMEN

La Península Ibérica, situada al S.O. de Europa, es formada por un amplio litoral en los mares Cantábrico, Atlántico y Mediterráneo, y una gran meseta de una altitud media de 660 metros sobre el nivel del mar. Su superficie continental es de 581.462 Km².

Las precipitaciones pluviométricas, producidas principalmente por temporales del S.O., suponen una altura media de 718 mm., con un volumen de agua precipitada del orden de 417.914 Hm³. en año medio, correspondiendo a la España continental 337.544 Hm³.

Este volumen está repartido muy desigualmente, sobre todo en España, en el tiempo y en el espacio.

En los últimos 100 años, el número de los años secos, con una precipitación inferior al 90 % de la cifra media, es del 25 % y entre ellos lo que representan menos del 80 % de la media, suponen el 8 % del total.

La zona húmeda se sitúa al norte de la Península, dominando la seca ambas Castillas, Levante y Sur Mediterránea, con una superficie del orden del 12 % con precipitaciones inferiores a 300 mm. en año normal y del orden del 50 % por debajo de los 500 mm.

Las corrientes superficiales representan en la España continental el 26 % de las precipitadas, llegando al 12 % en las zonas más secas, en año normal.

En años muy secos esta escorrentía representa del 15 al 20 % en el conjunto, reduciéndose del 6 al 7 % en la zona muy seca.

La zona más árida de la Península se presenta en Levante, donde las precipita-

ciones en año medio pasan escasamente de 200 mm., y donde los ríos de pequeño recorrido tienen caudales específicos (litros : segundo-Km².) de 0,50 a 1,50, que prácticamente se anulan en los meses estivales.

Para corregir esta aridez se han construido y se proyectan numerosos embalses dedicados al riego, cuyo volumen total supone 20.149 Hm³. construidos o en construcción y 4.551 en proyecto, representando los de la zona seca o semiseca cerca del 50 % de las aportaciones circulantes.

También se aprovechan numerosos pozos, unos artesianos y otros con elevación mecánica, en las zonas secas, sobre todo en Levante, estando en ejercicio y estudio, de una manera sistemática, la localización de estos pozos para aprovechar al máximo las corrientes subterráneas.

SUMMARY

The Iberian peninsula, lying to the south west of Europe, comprises a broad coastline on the Cantabrian, Atlantic and Mediterranean Seas, and a great plateau averaged 660 meters above high water mark. Its continental surface extent is 581,462 sq. kms.

Rainfall, brought mainly by south west storms, affords a 718 mm. average height, having a yearly average rainfall volume of about 417,914 cu. Hm., of which 337,544 cu Hm. correspond to continental Spain.

This volume is very irregularly distributed, specially within Spain, both in season and in area.

During the last century the number of dry years, with an amount of rainfall below 90 % the average figure, is 25 %; of these the years representing less than 80 % the average are an 8 % of the total.

The wet area lies to the north of the peninsula, and the dry area includes both Castiles, Levant and the Southern Mediterranean Coast, rainfall volume over a surface of about 12 % being below 300 mm. per normal year, and about 50 % below 500 mm.

Surface currents in continental Spain represent 26 % of the rainfall volume, and up to 12 % in the drier areas during normal years.

During extremely dry years this runoff represents 15 % to 20 % in the whole, and is reduced by 6 % to 7 % in the extremely dry area.

The most barren area of the peninsula stands in Levant, where the average yearly rainfall volume is scarcely over 200 mm., and where the short course rivers have specific flows (liters : secon- sq. km.) from 0.50 to 1.50, which are practically dissipated during the summer months.

In order to remedy this dryness numerous irrigation reservoirs have been constructed and others are being projected, the total volume for those constructed or under construction being 20,149 cu. Hm., and 4,551 in project. The reservoirs for the dry or semi-dry area represent about 50 % of the circulating inflow.

Several wells are also being utilized, some of which are artesian wells and others are provided with mechanical elevation, in the dry areas, mainly in Levant, and their situation is being systematically experimented and studied in order to utilize underground currents to the utmost advantage.

Consideraciones generales y objeto de estas notas.

Con motivo de la celebración en Helsinki de la Asamblea General de la Unión Internacional de Geodesia y Geofísica, se ha solicitado de la Comisión Nacional Española algún trabajo sobre precipitaciones y caudales de las corrientes superficiales en las zonas secas.

Existiendo en España zonas donde las precipitaciones son muy escasas, no es ha parecido oportuno redactar estas líneas, donde nos proponemos indicar, a grandes rasgos, las más áridas de la Península Ibérica, con las aportaciones de los ríos y las medidas para corregir estas arideces, con vista principalmente a la agricultura.

El plan a desarrollar será : una descripción esquemática orográfica, las precipitaciones meteóricas, las corrientes superficiales con sus escorrentías en los años normales y secos, las zonas secas con su precipitación y escorrentía y los remedios, como retención de embalses y aprovechamientos de aguas subterráneas, para la corrección en parte de esta aridez.

Descripción orográfica

La Península Ibérica, formando el extremo S.O. de Europa, está bañada por los mares Atlántico, Cantábrico y Mediterráneo, y está comprendida entre los paralelos $43^{\circ}27'$ y 36° de latitud norte, con una superficie de 581.462 Km^2 . De esta superficie, corresponden a la España continental 492.508 Km^2 . o sea, el 84,5%.

En líneas generales la Península está formada por una vasta meseta central, de unos 660 metros de altura sobre el nivel del mar, con dos grandes cordilleras, la Pirenaica al norte y la Penibética al sur, que levantadas en la época terciaria no modifican profundamente el macizo arcaico base de la meseta, sobre todo en su mitad oeste.

Estas dos cordilleras y otras cinco más, de menor altura, delimitan los cinco grandes ríos, Ebro, Duero, Tajo, Guadiana y Guadalquivir.

La Cordillera Pirenaica, prolongada por los Montes Cantábricos, constituye la margen izquierda de la gran depresión del Ebro, río de 86.515 Km^2 . de cuenca y $927,9 \text{ Km}$. de recorrido, y la separación de los ríos Cantábricos del otro gran río de la Península, el Duero, de 79.326 Km^2 . y $913,6 \text{ Km}$.

Al norte de los Montes Cantábricos se señalan dos ríos secundarios, el Miño y el Nalón, entre los numerosos de la zona.

La Cordillera Ibérica marca la margen derecha del Ebro, que al extenderse al sur, delimita las cuencas vertientes al Mediterráneo, en las cuales se pueden anotar, como ríos más importantes, el Júcar, Segura, Mijares y Turia.

La Carpetobetónica separa los valles del Duero y del Tajo, de altura media en España el primero de 800 metros y el segundo de 600 : éste tiene una longitud en la Península de $1.120,2 \text{ Km}$. y una superficie de 80.947 Km^2 .

Los Montes de Toledo separan el Tajo del Guadiana y la Cordillera Bética o Mariánica, el Guadiana del Guadalquivir, río este último que corre por la depresión de su valle, comparable en profundidad a la del Ebro.

La Penibética, por último, separa la fosa del Guadalquivir de la Vertiente Sur Mediterránea, teniendo con los Pirineos las mayores alturas de la Península.

La altura media de la Península es sensiblemente 600 metros sobre el nivel del mar y la mediana, es decir la que separa en dos partes iguales la superficie total, la 620 metros.

La curva de nivel 500 corresponde a todo el litoral, penetrando muy profundamente en el Tajo y Guadiana (sobre todo en Portugal) y en el Ebro y Guadalquivir; la zona entre las cotas 500 y 1.000 a toda la meseta de ambas Castillas y estribaciones de los Pirineos y Cordillera Ibérica y la parte correspondiente por encima de 1.000 a los Pirineos y Penibética, Montes Cantábricos y pequeñas zonas portuguesas en Serra Estrella.

Por último, las zonas que aparecerán en los cálculos de las precipitaciones totales en España, delimitadas por su misma orografía, comprenden :

a) — Norte y N.O. desde el Bidasoa al Miño, al norte de la Cordillera Cantábrica.

b) — Cuenca del Duero.

c) — Cuenca del Ebro, incluyendo los Pirineos centrales y la vertiente francesa del Valle de Aragón.

d) — El Pirineo Oriental en las provincias de Barcelona, Gerona y Tarragona.

e) — Cuenca del Tajo y Guadiana.

f) — Cuenca del Guadalquivir y Sur Atlántica, comprendida esta última entre el Guadiana y el Estrecho de Gibraltar.

g) — Vertiente Levantina, correspondiente a las cuencas desde el Segura al Mijares, ambos inclusive.

h) — Vertiente del Sur Mediterránea, es decir desde Gibraltar a la cuenca del Segura.

Precipitaciones pluviométricas

El agua es imprescindible en la vida tanto vegetativa como animal, e imprescindible también en la mayor parte de las industrias.

El origen de las aguas superficiales es exclusivamente meteórica y por tanto las investigaciones sobre este origen, su cuantía y su distribución en el espacio y en el tiempo, tienen una importancia excepcional en la vida humana.

Las precipitaciones pluviométricas se producen en la Península Ibérica por temporales del N.O., del S.O. y del S.E. principalmente.

Las primeras, muy violentas, se limitan principalmente a la zona gallega y cantábrica, desbordando raramente la del Duero : Se producen en todo el año, incluso en verano, pero principalmente en primavera y otoño. Estos temporales, que penetran en Francia y a veces desbordan los Pirineos, no llegan a la cuenca media del Ebro, donde se dá el caso de la Litera y Monegros, en la margen izquierda del Ebro, donde se dan las zonas más secas de esta cuenca.

Las del S.O. son las de producción de lluvias generales en casi todas las cuencas de la Península, debilitándose mucho en la vertiente mediterránea y no alcanzando corrientemente la zona N.O. : Se producen principalmente en primavera y otoño y nunca en verano.

Por último las del S.E. se limitan corrientemente a la vertiente mediterránea, impidiendo la Cordillera Ibérica que penetre en la meseta castellana : Estas precipitaciones son las más débiles, se producen principalmente en invierno y primavera y dan lugar a la zona más seca de España.

Se miden estas precipitaciones por pluviómetros y de su número y situación depende el que se pueda determinar con alguna precisión su cuantía.

Actualmente en la Península Ibérica, en su parte continental, se dispone de 3.207 estaciones pluviométricas, 2.672 pertenecientes a España y 535 a Portugal, lo que representa, una por cada 181 Km².

Las series más largas de la Península corresponden a Gibraltar (desde 1.791), donde por falta de manantiales se surten desde tiempo inmemorial de agua de lluvias recogidas en aljibes, San Fernando (1.817) Cádiz (1.839) Madrid (1.841) Lisboa y Alicante (1.856), Barcelona, Santiago, Salamanca, Sevilla, Valencia, Valladolid y Zaragoza (1.858) y una docena más de estaciones en capitales de provincia entre los años 1859 y 1862.

Desde 1870 se dispone en la Península de medio centenar de estaciones, pudiendo ya fijar con alguna aproximación la calidad de los años en relación con las precipitaciones.

Con los datos disponibles, en 1942 publicó el Ministerio de Obras Públicas español el Mapa pluviométrico de España y Portugal a escala 1 : 1.000.000 y con las precipitaciones hasta 1940 el Sr. González Quijano, a través del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, publicó en 1946 el Mapa pluviométrico de España a escala 1 : 800.000, con isoyetas desde 200 a 2.000 mm.

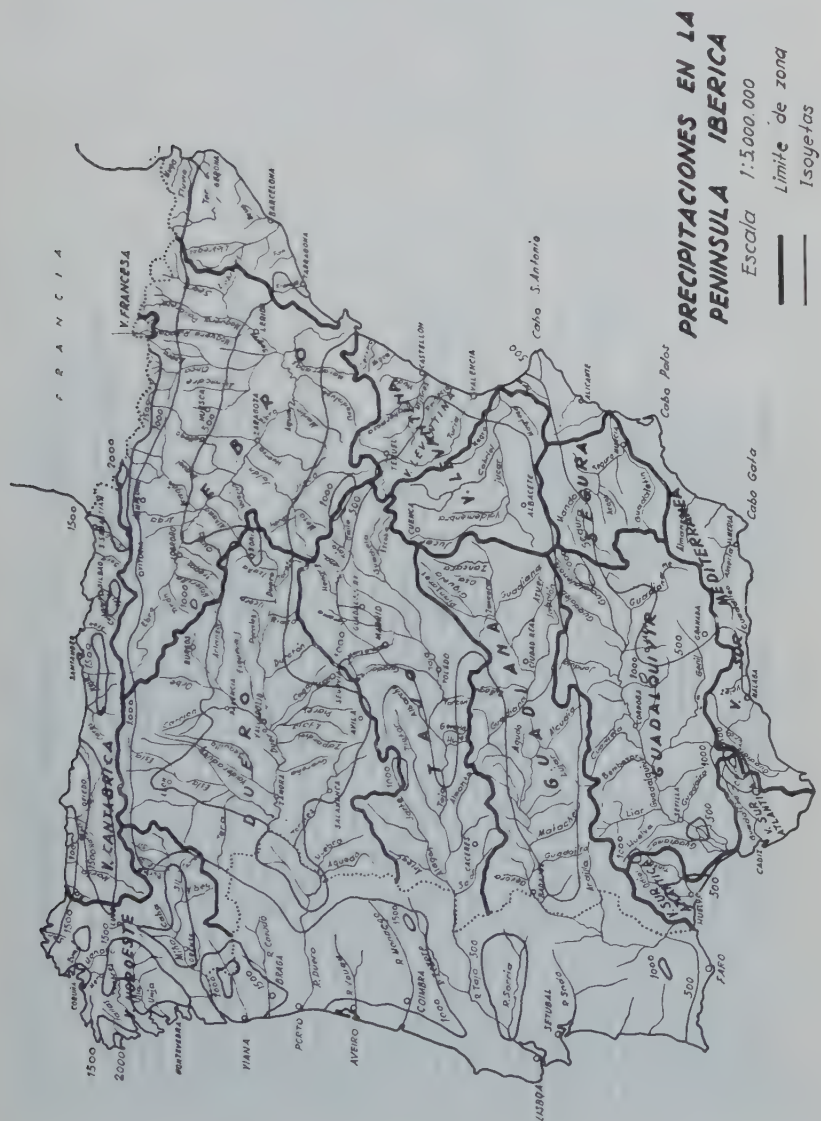
El servicio Meteorológico Nacional Español, Sección del Ministerio del Aire, y la Dirección General de los Servicios Hidráulicos Portuguesa (Ministerio de Obras Públicas) publican mensualmente aquél y anualmente éste las alturas pluviométricas en las diversas estaciones. Además el mismo Servicio Español publica desde 1947 el volumen de agua caída anualmente en millones de m³.

Volumen de agua precipitada

Con los materiales anteriores hemos llegado a cifrar la cantidad de agua precipitada en la Península, en conjunto como media, y por años en la España continental, por no haber podido efectuar la de Portugal por falta de tiempo y datos.

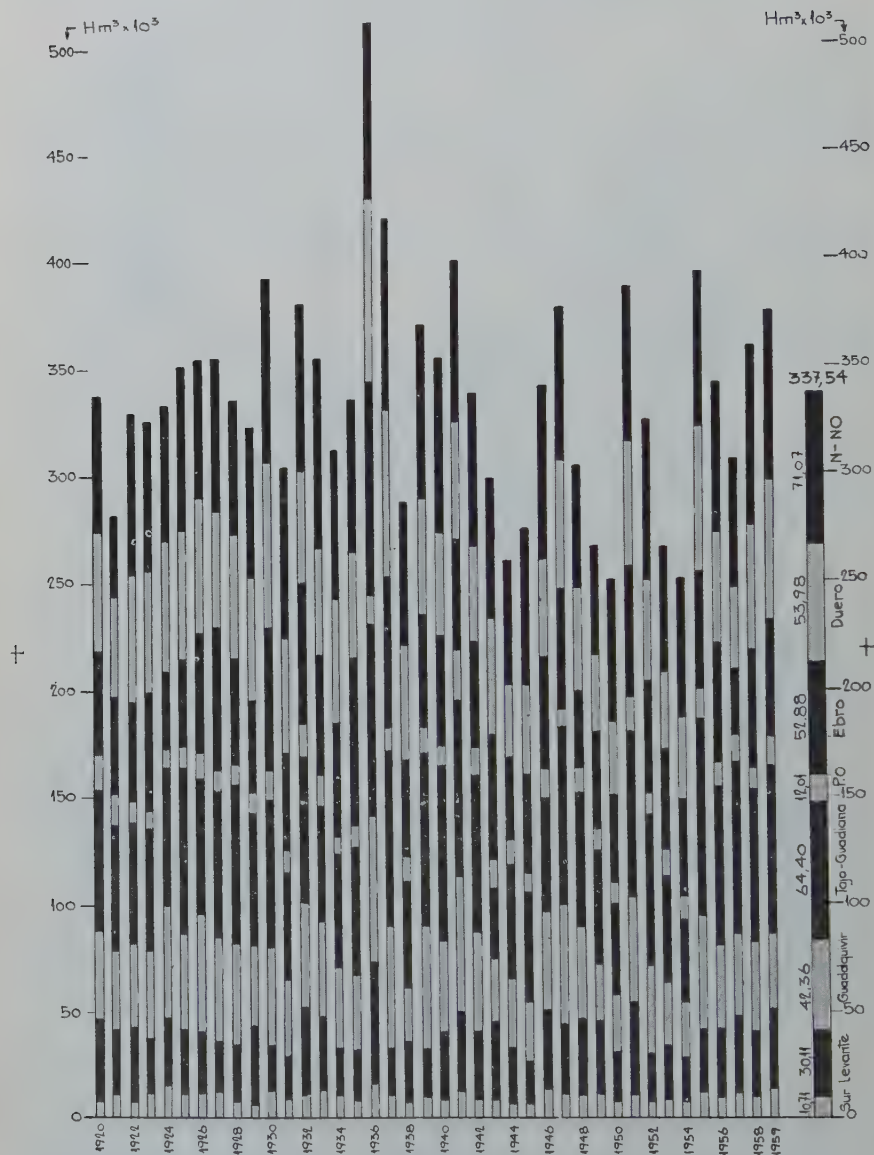
De los doce años (1947-1958) publicados por el citado Servicio Meteorológico

español, de los correspondientes a varios meses de 1959 y de la determinación mediante correlación de unas cuantas estaciones situadas estratégicamente en cada una de las ocho zonas en que aquel Servicio dividen a España, se ha deducido el volumen de las precipitaciones desde el año 1920 al 1959 inclusive, es decir 40 años, llevándolos al gráfico nº 1.



En este gráfico se han indicado también en Hm^3 , la totalidad de las precipitaciones en año medio.

LLUVIAS CAIDAS EN ESPAÑA EN Hm³ EN EL PERIODO 1920-1959



CUADRO N.º I

Volumenes precipitados por decenios

Zona	Superficie Km ²	1920 - 1929		1930 - 1939		1940 - 1949		1950 - 1959		1920 - 1959	
		Hm ³	mm	Hm ³	mm	Hm ³	mm	Hm ³	mm	Hm ³	mm
N. N.O.	52.483	66.973,2	1.276,1	79.162,7	1.508,3	68.033,5	1.296,2	70.117,5	1.336	71.071,7	1.354,2
Duero	79.118	57.819,1	730,8	61.448,7	776,7	47.313,1	598,-	49.357,3	623,8	53.984,5	682,3
Ebro	86.515	48.154,4	566,6	62.935,7	727,4	48.934,9	565,6	51.513,4	595,4	52.884,6	611,3
Pir.O.	16.560	11.575,1	699,-	12.499,5	754,8	11.993,7	724,2	11.972,7	723,-	12.010,2	725,2
Tajo-											
Guadiana	111.542	64.933,-	582,1	65.430,2	586,6	62.088,2	556,6	65.136,2	583,4	64.396,9	577,3
Guadalq	68.959	44.519,7	645,-	45.492,-	660,-	41.808,1	606,3	37.642,6	545,8	42.365,6	614,3
Levante	58.164	29.355,3	506,7	29.430,8	506,-	31.553,2	542,5	30.120,5	517,8	30.114,9	517,7
Sur	19.167	11.231,5	586,-	10.902,-	568,8	10.407,-	542,9	10.323,6	538,6	10.716,-	559,1
	492.508	334.561,3	679,6	367.301,6	746,1	322.131,1	654,3	326.201,8	662,6	337.544,4	685,7

Estos datos distribuidos por decenios, representando una precipitación media para España de 337.544,4 Hm³, que equivalen a una altura de precipitación de 685,7 mm.

En Portugal, según el Mapa del Sr. Quijano y el que publican los Servicios Portugueses de los años 1920-1950, la media aritmética de las alturas pluviométricas es de 900 mm. (la mediana 778), que con la superficie del Portugal continental de 89.300 Km² supone un volumen de agua precipitada, en año medio, de 80.370 Hm³.

El volumen total de precipitaciones en la Península en año medio resulta pues, de 417.914 Hm³, es decir una altura media de 718 mm.

Esta altura media no es demasiado escasa, si fuera normal, pero sus variaciones en el espacio y en el tiempo son muy acentuadas.

Zonas húmedas y secas

Analizando el Mapa citado de precipitaciones, y sobre todo el que esquemáticamente hemos dibujado (gráfico nº II), se observa, que en Portugal la isoyeta 500 entra solamente en tres zonas, una en el Duero, en su entrada en Portugal, con una superficie de unos 1.600 Km², otra en el Tajo, en el paralelo de Lisboa, principalmente en el río Sorraia en su parte alta, de 2.750 Km². y otra en el sur, en la cuenca baja del Guadiana y en la costa de Faro, de unos 1.360 Km².

La isoyeta 400 solamente entra en la parte más baja del Guadiana y en la costa sur.

En cambio en el Centro y Norte las alturas pluviométricas pasan de los 1.500 mm. en amplias zonas, quedando solamente por debajo de la isoyeta 1.000 la zona costera entre Lisboa-Aveiro y otra faja paralela a la frontera con España.

Dividida la superficie portuguesa continental, en las tres zonas en las que el Servicio Hidrológico acostumbra, la precipitación media y su volumen son :

	Km ²	Alturas mm	Volúmenes Hm ³
Zona al Norte del Duero	17.690	1.206	21.334
Zona entre Duero y Tajo	33.855	1.023	34.635
Zona al Sur del Tajo	37.755	646	24.389
	<hr/> 89.300	<hr/> 900	<hr/> 80.358

puede afirmarse por lo tanto, que Portugal continental es húmedo en su casi mitad y normal en el resto, fuera de las pequeñas zonas indicadas en el Duero, Tajo y Guadiana.

En España la precipitación media es de 685,7 mm., correspondiendo una precipitación superior a 1.000 mm. en una faja estrecha paralela al Pirineo desde Girona al Golfo de Vizcaya, y la mayor parte de las zonas Norte y N.O.

Fuera de esta zona, que pudiéramos llamar húmeda, no quedan como tal sino algunas manchas, pequeñas en la parte más alta de las cordilleras y una más importante entre las cabeceras del Guadalete y el Guadiaro en el sur, donde una mancha de unos 1.100 Km², está por encima de la isoyeta 1.000.

La zona seca, con precipitación inferior a 500 mm., que en Portugal sólo afecta a 7.950 Km². es decir, el 9%, en España supone :

Menos de 200 mm	4.100 Km ²	Almería
Entre 200 y 300 mm	60.224 Km ²	Almería, Murcia y Alicante
Entre 300 y 400 mm	65.260 Km ²	(Ambas Castillas, Extremadura y Levante)
Entre 400 y 500 mm	131.530 Km ²	
	261.114	

que representan algo más del 50% de la superficie española.

Prescindiendo de la zona comprendida entre las isoyetas 400 y 500, la propiamente seca se limita a 129.584 Km²., la cuarta parte de España, y de ellas la más seca la del S.E. en las provincias de Almería, Murcia y Alicante.

Variabilidad de la lluvia

Hemos señalado en el gráfico nº I los volúmenes totales de las precipitaciones en 40 años en la España continental.

Extendiendo el estudio, aunque con menos precisión, hasta el año 1860, es decir a un total de 100 años, y tomando como años secos aquellos cuya precipitación está

CUADRO Nº II
Volúmenes desaguados por los ríos españoles en año medio

Zonas	Superficie		Desagüe p/Km ²		Volúmenes desaguados	
	Km ²	Km ²	Hm ³	Hm ³	Hm ³	Hm ³
Noroeste	29.572		0,661		19.561,62	
Cantábrico	22.911	52.483	0,749	0,700	17.176,91	36.738,53
Ebro	85.820		0,149		12.787,18	
Vert. francesa ..	695	86.515	0,819	0,154	569,35	13.356,53
Duero	79.118	79.118	0,160	0,160	12.658,88	12.658,88
Pirineo Orien. ..	16.560	16.560	0,126	0,126	2.086,56	2.086,56
Tajo	56.565		0,126		7.127,19	
Guadiana	54.977	111.542	0,0506	0,0888	2.781,84	9.909,03
Guadalquivir. ...	56.978		0,083		4.729,17	
Sur Atlántica ...	11.981	68.959'	0,195	0,102	2.325,61	7.054,58
Sur Mediterránea	19.167	19.167	0,119	0,119	2.280,87	2.280,87
Segura	16.079		0,040		643,16	
Levante	42.085	58.164	0,0716	0,0628	3.013,28	3.656,44
		492.508		0,1782		87.741,42

por debajo del 90% de la media, se pueden declarar como tales los años siguientes :

1863 — 1868 — 1869 — 1870 — 1875 — 1878 — 1882 — 1883 — 1896 —
1898 — 1899 — 1903 — 1905 — 1907 — 1912 — 1917 — 1918 — 1921 —
1938 — 1944 — 1945 — 1949 — 1950 — 1953 — 1954

es decir, la cuarta parte del período, observándose que se repite bastantes veces la concurrencia de dos años secos sucesivos.

Si por último, dentro de los años secos, tomamos como extremados los que están por debajo del 80% de la precipitación media, podemos señalar como tales los años

1896 — 1907 — 1912 — 1944 — 1949 — 1950 — 1953 — 1954

que suponen el 8% del período y que se sitúan principalmente en los dos últimos decenios.

Volúmenes de agua en las corrientes superficiales y escorrentías

a) *Año medio* — En la España continental el desagüe de los ríos al mar o el paso por la frontera portuguesa en año medio, es del orden de 87.741 Hm³., como se deduce del cuadro nº II, correspondiendo a un desagüe por Km². de 0,1782 Hm³.

Teniendo en cuenta las cantidades de agua precipitada en año medio (cuadro nº 1) la escorrentía en cada zona resulta :

CUADRO nº III

Zona	Precipitaciones		Volúm. Circulan.		Escorrentía	
	Hm ³	mm	Hm ³	mm	(3 : 1)	(2 — 4) mm
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Norte N.O.	71.071,7	1.354	36.738,53	700	0,516	654
Duero	53.984,5	682	12.658,88	160	0,234	522
Ebro	52.884,6	611	13.356,53	154	0,252	457
Pirineo Oriental .	12.010,2	725	2.086,56	126	0,173	599
Tajo-Guadiana ..	64.396,9	577	9.909,03	88,8	0,153	488
Guadalquivir ...	42.365,6	614	7.054,58	102	0,166	512
Levante	30.114,9	518	3.656,44	62,8	0,121	455
Sur	10.716,0	559	2.280,87	119	0,212	440
	337.544,4	685,7	87.741,42	178,2	0,260	507,5

Se observa que el coeficiente de escorrentía varía de 0,516 en las zonas húmedas a 0,121 en la zona más seca, que la media de España es de 0,260 y que la diferencia entre la precipitación por Km². y el agua circulante es una cantidad relativamente constante, ya que mientras aquella varía de 1 a 2,6 (518 a 1.354) la última sólo lo hace de 1 a 1,5 (440 a 654).

De Portugal no disponemos de datos completos para hacer un estudio semejante, pero podemos indicar los siguientes, publicados en alguno de sus anuarios.

CUADRO N° IV

Ríos	Superficie cuenca Km²	Nº de años	Escorrentía
Sabor (Duero)	3.460,3	18	0,30
Mondego	1.552,2	19	0,35
Raia (Tajo)	3.275,6	21	0,22
Debegue (Guadiana)	1.454	12	0,23
Odieveles (Sado)	431	21	0,28

es decir, que en general los coeficientes e escorrentía son superiores a los españoles, aun en la zona sur, como es natural, dada la mayor precipitación.

b) *Años secos* — Para deducir los mismos valores en los años extremadamente secos nos hemos fijado en los cinco últimos, de los cuales, por ser contemporáneos, se dispone de mayor número de datos.

Con suficiente aproximación para deducir consecuencias, se han calculado los desagües de los ríos al mar o al paso de frontera, utilizando los aforos de los ríos más característicos. Estos valores están indicados en el cuadro n° V.

CUADRO no V

Volúmenes desaguados por los ríos españoles en años muy secos

Zona	1.944		1.994		1.950		1.953		1.954	
	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³	Hm³
N.O.	5908		9292		17116		13986		16666	
Cantábrica	14291	20199	11079	20371	12882	29998	15923	29909	17039	33705
Duero	5443	5443	3937	3937	5405	5405	8026	8026	8355	8355
Ebro	11969		5895		8951		10869		13554	
Vert. F.	518	12487	504	6399	498	9449	498	11367	484	14038
Pirin O.	2538	2538	1940	1940	1523	1523	1878	1878	2733	2733
Tajo-Guadiana	2051	2051	2299	2299	2507	2507	4063	4063	2655	2655
Guadalq	3534	3534	2850	2850	2187	2187	2088	2088	3619	3619
Segura	424		785		601		444		424	
Levante	1576	2000	1287	2072	1064	1665	1073	1517	1070	1494
Sur	1289	1289	1131	1131	1341	1341	1323	1323	1462	1462
		49541		40999		54075		60171		68061

Con estos datos y las precipitaciones obtenidas en los mismos años extremadamente secos, y reflejados en el gráfico nº II se ha compuesto el cuadro nº VI, donde se han señalado en las distintas zonas las precipitaciones, los volúmenes circulantes, las escorrentías y las pérdidas en los cinco años extremadamente secos que estudiamos.

Comparando este cuadro nº VI con el nº III se deduce que la escorrentía ha bajado notablemente en los años muy secos, sobre todo en 1944 y 1949, bastante menos en los años 1950 y 1953 por la riqueza de precipitaciones en las zonas húmedas (N.N.O.) e incluso han sido superiores en el año muy seco 1954 por las lluvias y aportaciones en las N.N.O., Duero, Ebro, y Pirineo Oriental, contra profundas bajas del resto.

En el mismo cuadro se vuelve a comprobar la relativa pequeña variación de las pérdidas por Km². en los años muy secos, lo mismo que hemos visto antes en los normales.

Zona árida levantina

Hemos visto anteriormente que en Portugal la zona árida era muy pequeña, limitada casi exclusivamente a una faja costera muy estrecha en el Sur.

En España las zonas áridas de Salamanca y Valladolid no tienen gran importancia, y en cuanto a la de Aragón (Monegros, Bárdenas, La Litera, zonas del Jalón) tampoco la tienen y sobre todo son actualmente corregidas, en su mayor parte, por los riegos.

La verdaderamente característica es la de Levante desde Alicante a Almería, entre los cabos San Antonio y Gata, donde en una zona paralela al mar, penetrando unos 100 Km. de profundidad, la aridez es la máxima. Sus características son indicadas por las estaciones pluviométricas de Alicante, Murcia, y Almería, cuyos resultados medios y sus precipitaciones en la suma de los cuatro meses de junio, julio, agosto y septiembre, son los siguientes :

	Precipitación media mm	Años observados	Precipitación en 4 meses. Media 50 años mm
Alicante	342	97	22,2
Murcia	320	90	30,9
Almería	221	43	18,7

con una evaporación muy fuerte.

Prescindiendo de los ríos Mijares, Turia, Júcar y Segura, cuyas aportaciones en las cabeceras de sus cuencas son aceptables, pueden tomarse como típicos de la zona árida los ríos Monnegre, Vinalopó, afluentes en su parte baja del Júcar y Segura, Almanzora, Nacimiento y la cabecera del Guadiana Menor, afluente del Guadalquivir. En todos ellos el caudal específico (litros : segundo por Km².) es de 0,5 a 1,5, sus aportaciones anuales de 15.750 a 47.250 m.³ por Km²., reduciéndose esta aportación en los cuatro meses del verano desde prácticamente cero al 5% de la total del año.

Si a esto se suma la enorme evaporación de la zona, se explica su aridez, tratándose por otra parte de tierras fertilísimas en cuanto disponen de agua.

Medios de corrección de la aridez

Para corregir estas dificultades las soluciones son, la regularización de las aporta-

ciones mediante embalses, cuando en conjunto se dispone de agua suficiente y el alumbramiento de aguas subterráneas mediante pozos o galerías.

a) *Regularización por embalses* — El Estado español se ha propuesto, desde tiempo inmemorial, la construcción de embalses de riego, sobre todo en la zona árida.

El conjunto de estos embalses, construidos o en construcción y en proyecto, son los consignados en el siguiente cuadro :

CUADRO N° VII

Zonas o Cuencas	Construidos o en construc			En proyecto			Total
	Riegos Hm³	Otros Hm³	Total Hm³	Riegos Hm³	Otros Hm³	Total Hm³	Hm³
N. N.O.	350,3	1.242,4	1.592,7	456,0	1.396,4	1.852,4	3.445,1
Duero	1.593,1	1.420,7	3.013,8	408,0	2,5	410,5	3.424,3
Ebro	2.524,6	1.103,7	3.628,3	647,9	1.241,7	1.889,6	5.517,9
Pir. O.	151,0	55,6	206,6	298,4	60,0	358,4	565,0
Tajo	4.195,7	181,2	4.376,9	427,0	5.155,0	5.582,0	9.958,9
Guadiana	3.278,0	3,0	3.281,0	181,3	—	181,3	3.462,3
Guadalq.	4.193,5	397,9	4.591,4	1.003,0	118,8	1.121,8	5.713,2
Júcar	2.856,5	14,6	2.871,1	459,9	263,5	723,4	3.594,5
Segura	817,1	18,9	836,0	242,6	8,7	251,3	1.087,3
Sur	189,6	39,9	229,5	427,5	—	427,5	657,0
	20.149,4	4.477,9	24.627,3	4.551,6	8.246,6	12.798,2	37.425,5

En él se distinguen los embalses dedicados a riegos y los exclusivos de abastecimientos de agua de las poblaciones y producción de energía eléctrica sin aplicación en los riegos. Totalizan los primeros 24.701 Hm³, incluidos los en proyecto, que representan el 28%, del agua circulante en total en año medio : De ellos los correspondientes a la España árida (seca o semiseca) suman 23.446 Hm³, que con una aportación media circulante de 48.916 Hm³ representan casi el 50%.

Con este plan quedan bastante bien abastecidas por los riegos casi todas las zonas de España, sobre todo la cuenca del Ebro, ambas Castillas y Guadalquivir. Son en cambio deficientes las zonas levantinas y S.E. : Basta observar que en la cuenca del Segura la aportación al mar es del orden de 643 Hm³ anuales y la capacidad de embalses para riego 1.059,7.

Se han proyectado varios trasvases, como los del Ebro en su parte baja hacia Levante, y los del Tajo en su cabecera hacia el Júcar y Segura, pero estos trasvases están aun en estudio.

b) *Aguas subterráneas* — Hemos visto que del agua meteórica precipitada se pierde el 74% en el conjunto, y en las zonas del Guadalquivir, Sur y Levante el 85%, la mayor parte por evaporación, pero una buena parte por filtración.

¿ Qué parte de los 70.000 Hm³ perdidos en estas zonas corresponden a las filtraciones ? Quizá pasen del 20% de esta cantidad, es decir de unos 14.000 Hm³, con cuya cantidad se podría sobradamente resolver el problema de los riegos de esta zona. El caudal del agua en los terrenos jurásicos y cretáceos es fácilmente filtrable, siendo retenido en general por las areniscas del Trias.

CUADRO Nº VI

Escorrentias en los años muy secos

Zona	Año 1.944			
	Precipitaciones Hm ³	Volumen circul Hm ³	Escorren- tías	Pérdidas mm
Norte N.O.	56.419	20.199	0,359	689
Duero	35.445	5.443	0,153	419
Ebro	37.634	12.487	0,332	394
Pirineo Orien.	12.122	2.538	0,209	579
Tajo-Guadiana	53.540	2.051	0,038	462
Guadalquivir	32.272	3.504	0,109	417
Levante	25.475	2.000	0,078	403
Sur	7.130	1.289	0,182	306
Totales	260.037	49.541	0,190	427
Año 1.949				
Norte N.O.	50.615	20.371	0,400	388
Duero	35.651	3.937	0,110	401
Ebro	44.423	6.399	0,150	439
Pirineo Orien.	10.229	1.940	0,194	501
Tajo-Guadiana	53.107	2.299	0,043	455
Guadalquivir	28.717	2.850	0,099	374
Levante	33.100	2.072	0,064	533
Sur	11.728	1.131	0,095	554
Totales	267.624	40.999	0,153	459
Año 1.950				
Norte N.O.	66.601	29.998	0,449	695
Duero	34.557	5.405	0,157	369
Ebro	41.451	9.449	0,228	370
Pirineo Orien.	8.605	1.523	0,177	428
Tajo-Guadiana	42.594	2.507	0,054	359
Guadalquivir	27.665	2.187	0,079	369
Levante	22.625	1.665	0,073	350
Sur	7.793	1.341	0,173	338
Totales	251.891	54.891	0,214	401

CUADRO N^o VI
Escorrentías en los años muy secos

Zona	Año 1.953			
	Precipitaciones Hm ³	Volumen circula Hm ³	Escorrentías	Pérdidas mm
Norte N.O.	56.057	29.909	0,531	498
Duero	35.820	8.026	0,223	351
Ebro	47.328	11.367	0,240	416
Pirineo Orien.	11.998	1.878	0,157	610
Tajo-Guadiana	50.038	4.063	0,081	397
Guadalquivir	28.585	2.088	0,073	384
Levante	25.057	1.517	0,060	405
Sur	9.248	1.323	0,143	415
Totales	264.131	60.171	0,227	414

Año 1.954				
Norte N.O.	65.523	33.705	0,514	601
Duero	38.357	8.355	0,218	379
Ebro	44.650	14.038	0,319	354
Pirineo Orien.	10.666	2.733	0,256	479
Tajo-Guadiana	38.731	2.655	0,068	313
Guadalquivir	25.416	3.619	0,142	316
Levante	20.791	1.494	0,072	331
Sur	7.809	1.462	0,188	333
Totales	251.943	68.061	0,270	372

Desde tiempo inmemorial en las cuencas del Júcar, Segura y valles mediterráneos, se utiliza el riego mediante pozos, obteniendo el agua, antes mediante norias y molinos de viento, hoy con bombas de motor eléctrico.

Parte del agua aparece en manantiales, lo que se demuestra por mantenerse los caudales en la mayor parte de los ríos con un cierto volumen, a pesar de la pequeña precipitación en los cuatro meses de verano; pero una importante parte se pierde en el mar, apreciándose manantiales en la misma costa, como en el Grao (Valencia).

El Instituto Geológico y Minero se ocupa, por cuenta del Estado, del estudio de la estructura geológica del subsuelo para determinar la riqueza subterránea de agua y ha llegado a la conclusión de que en toda la zona levantina hay importantes depósitos hidráulicos aprovechables.

Por eso se propone, y ha iniciado, una perforación sistemática, para conseguir el alumbramiento de aguas en pozos, artesianos o no, en todo el litoral de las provincias de Castellón, Valencia, Alicante, Murcia y Almería, en los terrenos calizos, siendo rentables los gastos que se lleven a cabo, dada la riqueza de la tierra y de sus productos.

No disponemos de estadísticas del número de pozos actualmente abiertos y de las superficies regadas, pero son muchos en la cuenca baja del Júcar, campo de Cartagena, zona baja del Segura y litoral hasta Almería.

STRAEMFLOW DISCONTINUITY OF UKRAINIAN RIVERS

SHVEZ G.I.

Candidate of Technical Sciences
U S S R

Discontinuity of streamflow caused by sinking of a river into alluvial deposits or by drying up or freezing through is one of the characteristic features of the streamflow regime of the Ukrainian small rivers. (Practically all the cases of streamflow discontinuity go under the term «drying up»).

The development of small rivers requires a computation of duration, frequency and distribution throughout the territory of streamflow discontinuity.

A great number of natural phenomena as well as human activity has a great influence upon discontinuity of streamflow.

It is worth mentioning that the groundwater feeding and the structure of an alluvial channel are especially effective upon discontinuity of streamflow.

The fact that these conditions vary greatly throughout the territory excludes the possibility of establishing a direct correlation between discontinuity of streamflow and catchment area and makes it possible to generalize in the limits of separate regions only where the above mentioned conditions are gradually changing.

The Ukraine territory can be divided into 5 main regions : Maritime, Steppe, Central, Northern and Precarpathian Regions.

All the rivers fed in Maritime Region show systematical and rather long-period discontinuity of their streamflow, there being some cases when streamflow did not exist for more than two calendar years.

In the Steppe as well as in the Central Region the discontinuity of small river streamflow is observed very often but its duration and recurrence show a great variety throughout the territory.

In the Northern and Precarpathian Regions discontinuity of streamflow has comparatively short duration and presents rather a rare phenomenon observed only on rivers with small watersheds.

Natural conditions of streamflow formation are evidently revealed in the obtained conclusions on discontinuity of streamflow over the territory of the Ukraine.

However, the active interference of the man (the regulation of flow and its integrated development; the disposal of waste water) may essentially change the conclusions.

In order to meet the demands of water management it is necessary to check the obtained data every 3-5 years.

UNUNIFORMITY OF SURFACE RETENTION AS A FACTOR OF SURFACE RUN-OFF (Abstracts)

E.G. POPOV
U S S R

1. The total amount of water absorbed by watershed area during a snow melt period or a period of rainfall is the sum of infiltration and surface retention.

2. The quantity of water infiltration depends on the previous soil conditions (moisture content and extent of freezing) and intensity of snow melt or rainfall. These factors may vary greatly. The surface retention depends on the nature of watershed area and may be considered constant for the certain basin. Nevertheless being un-uniform, it becomes an important factor of the run-off area variation during the snow melt of rainfall.

3. Assumption of existence for every river basin its constant distribution of surface capacity permits to obtain rather simple equations for input (effective water) per unit of time:

$$\text{for snow melt } dy = [F(H) - W(H)]dH, \quad (1)$$

$$\text{for rainfall } dy = F(H)dH, \quad (2)$$

and for the total runoff accordingly

$$Y = \int_0^{H_{\max}} [F(H) - \Psi(H)]dH \quad (3)$$

$$Y = \int_0^H F(H)dH \quad (4)$$

where $F(H)$ is the distribution function of surface capacity, $\Psi(H)$ is the distribution function of water equivalent of snow pack, H is the summary depth of water.

4. Integration (1) or (2) for various distribution functions permits to obtain several total run-off formulae such as

$$Y = x \left(1 - \frac{i}{h} \right) - (P_{\max} - P_0) \operatorname{th} \frac{x \left(1 - \frac{i}{h} \right)}{P_{\max} - P_0}, \quad (5)$$

where x is mean water equivalent of snow or depth of rainfall (mm), h and i respectively mean rates of snow melt (rainfall) and infiltration, P_{\max} is maximum possible surface retention (including depression storage) and P_0 is previous decrease of surface capacity of the watershed area.

WORLD-WIDE RUNOFF OF DISSOLVED SOLIDS

W.H. DURUM,¹ S.G. HEIDEL,¹ and L.J. TISON²

SUMMARY

This is a progress report of river-borne dissolved solids from all sources carried to the oceans. Computations, nearing completion for North America, show that the rate of chemical losses from the United States is about 82 tons per square mile per year. Excluding the highly controlled Colorado River, the rates range from 34 tons per square mile in the arid Western Gulf basins to 134 tons in the humid North Atlantic Slope basins. Of the total annual chemical load to the oceans (224.7 million tons), nearly 55 percent (123 million tons) is discharged by the Mississippi River. The Gulf of Mexico receives about 67 percent, the Pacific Ocean about 21 percent, and the Atlantic Ocean about 12 percent of the total annual load from the United States.

Computations for the Territory of the USSR show that about 71 percent of the chemical (ionic and molecular) losses from the land reach the ocean at an average rate of 44.5 tons per square mile per year. About 287 million tons of ionic-molecular substance reaches the oceans annually, of which 204.56 million tons is from the vast drainage network to the Arctic Ocean.

Quantitative spectrographic analyses for minor elements show consistent detection of boron, barium, strontium, chromium, copper, nickel, lead, and titanium; thus the spectrograph potentially is a sensitive analytical tool for these elements.

RÉSUMÉ

Ce compte-rendu de travaux en cours concerne les matières solides dissoutes de toutes origines déversées par les fleuves dans les océans. Les calculs pour l'Amérique du Nord, qui sont presque terminés, montrent que le taux d'enlèvement de solides dissous pour les Etats-Unis est d'à peu près 29 tonnes par kilomètre carré par an. (82 tons per square mile per year). Si l'on exclut le Colorado, dont le cours est profondément rectifié, le taux varie de 12 tonnes par kilomètre carré (34 tons per square mile) dans les bassins arides à l'ouest du Golfe du Mexique, à 122 tonnes (134 tons) dans les bassins humides du versant Nord-Atlantique. Si l'on considère la charge chimique totale arrivant aux océans (203.8 millions de tonnes) [224.7 million tons] presque 55 pour cent (112 millions de tonnes) [123 million tons] en sont transportés par le Mississippi. Le Golfe du Mexique reçoit environ 67 pour cent, le Pacifique 21 pour cent, et l'Atlantique 12 pour cent de la décharge totale annuelle venant des Etats-Unis.

Les calculs sur le territoire de l'URSS démontrent qu'environ 71 pour cent des pertes de matériaux dissous (à l'état ionique et moléculaire) atteignent l'océan à un taux moyen de 15.6 tonnes par kilomètre carré par an. [44.5 tons per square mile per year]. Environ 260 millions de tonnes [287 million tons] de substance ionique-moléculaire atteignent les océans chaque année, dont 185.57 millions de tonnes [204.56 million tons] proviennent du grand réseau fluvial qui se déverse dans l'Océan Arctique.

Les analyses spectrographiques quantitatives des éléments secondaires détectent régulièrement la présence de bore, barium, strontium, chrome, cuivre, nickel, plomb et titane; le spectrographe est donc un outil analytique suffisamment sensible pour ces éléments.

⁽¹⁾ U.S. Geological Survey.

⁽²⁾ University of Ghent, Belgium.

For presentation at the XII General Assembly of the International Union of Geodesy and Geophysics, Helsinki, Finland, July 25 to August 9, 1960.

1. INTRODUCTION

Chemical denudation, the dissolving of mineral matter from the rocks and soil, is a natural process that is as much a part of the continuous erosion of our planet's land masses as is the movement of fluvial sediment. Our rivers, the great sculptors of the earth, are formed by the union of waters from many sources. Each river, then, portrays the chemical environment to which it is exposed as it winds seaward.

The study of river-borne dissolved solids is basic to understanding of water budget, of aggradation and degradation processes acting on the earth's surface, of the formation of lacustrine and marine sediments, of salt balance studies in irrigated areas, of processes of leaching rocks and soils, of geochemical exploration, and other phenomenon associated with chemical denudation.

The composition of waters is a measure of the chemical work the rivers have accomplished. If adequate data were available a relatively accurate rate of denudation could be established. But the data are inadequate except for a few areas in the world, and estimates must be revised periodically as gaps in the hydrologic cycle of each continental area are filled in. This has been done since 1887 when Sir John Murray computed, by averaging the analyses of 19 rivers, the total amount of saline material carried to the sea. His computation was only a rough estimate, for little information was available except for largely inconclusive data for European rivers. His work was preceded by that of T. Mollar Reade (1876-77) who estimated that the average annual chemical denudation for the entire land surface of the earth was 100 tons per square mile.

2. PRESENT STUDY

The reader must bear in mind that chemical denudation is not measured directly by runoff of dissolved solids, for runoff is a melding of at least three component parts — dissolved solids in precipitation, chemical weathering and denudation, and influent wastes from man's activities, including both organic and inorganic substances. There is a growing awareness of the importance of the mineral content of rainwater as a parameter in our denudation studies, and the variable nature of this factor requires future careful studies to improve geochemical and denudation computations.

The present study is directed principally toward the determination of the gross dissolved-solids content and discharge of major river waters, their chemical composition, and new quantitative data on identifiable dissolved minor elements. From this information, quantitative rates of dissolved solids carried to the sea will be computed.

A by-product of the current study is the summary of available quantitative data for water discharge, so often lacking in past chemical denudation studies.

2.1 Field

Following the adoption of the program by the International Association of Hydrology at Toronto Canada, on September 3-14, 1957, President J.T. Thijssse of the Netherlands appointed a committee of five including Prof. L.J. Tison, Belgium, G.A. Avasuk, USSR, G.C. Chaterji, India, C.R. Vilela, Argentina, and W.H. Durum, U.S.A. The Committee established contact with scientists in about 30 countries, including about 68 of the principal rivers of the world — all but two or three having a mean annual discharge of 20,000 cfs (cubic feet per second) or more. The rivers selected would provide data on an estimated 40 to 75 percent of the estimated average annual runoff to the oceans (about 40 million cfs), thus reducing the magnitude of the program to a practical level.

Where detailed chemical and detailed data were not available, coordinators were asked to obtain water samples four times annually near the mouth of each river at a point where natural river turbulence assured representative sampling, and far enough upstream to avoid contamination by sea water. One set of samples was collected at each of high flow, low flow, slightly above and slightly below mean flow where feasible. Turbid samples were filtered at the time of collection with the aid of a unique but simple gravity filter unit devised for this purpose.

Sampling kits prepared for the study consisted of two 2-liter polyethylene bottles — one for filtered but untreated river water for regular determinations, and one for filtered water that was acidulated with 5 milliliters of spectrographic grade concentrated nitric acid contained in a small glass vial. Acid was added to the clear second sample to preserve minor elements in a soluble form for spectrographic analysis.

Where chemical laboratory facilities were not available, locally, the International Association of Hydrology arranged for air shipment of containers to laboratories in Washington, D.C. for analysis.

2.2 Laboratory

The procedures used for regular determinations at the Washington laboratories were standard methods used by the Geological Survey or other authoritative manuals such as *Standard Methods for the Examination of Water, Sewage, and Industrial Wastes*, Tenth Edition, 1955 (see table 1).

Procedures used in the spectrographic analysis are described additionally in the section on spectrographic data.

3. EXPRESSION OF RESULTS

Chemical data are given in parts per million (ppm) which, for fresh waters, is equivalent to milligrams per liter (mg/l); runoff of dissolved-solids is given in short tons per annum, and per square mile of drainage area per annum; water discharge is given in cubic feet per second (cfs).

4. NORTH AMERICA

Considerable progress has been made in the study for North America, where data were easily accessible for the United States, and supplementary study could be established readily. Principal results are being obtained in many areas outside North America and assembled and should be available for processing in the next several months.

The continental United States (excluding Alaska) has an area of about 3,020,000 ⁽¹⁾ square miles, and a total runoff of about 1,800,000 cubic feet per second. Approximately 215,000 square miles of the total area is an interior drainage, mainly the Great Basin, that contributes no flow to the oceans. Another 190,000 square miles in the Hudson Bay and St. Lawrence River basins drains into Canada. After deducting these areas from the total and adding 39,500 square miles of the Columbia River basin and 13,000 square miles of the Mississippi River basin that are in Canada, there remains a drainage

⁽¹⁾ If Columbia River drainage in Canada is included, 39,500 sq. mi. and estimated 64,000 cfs (1.62 cfs/sq. mi. \times 39,500 sq. mi.) to give an adjusted total rounded figure of 3,060,000 period sq. mi and 1,900,000 cfs.

area of approximately 2,661,000 square miles discharging about 1,700,000 cfs to the oceans.

Chemical and spectographic analyses were made on samples that were obtained at 9 locations in the United States in the present study. The mean discharge at these 9 locations, draining about 1,840,000 square miles, is about 1,000,000 cfs. Therefore, current sampling represents 68 percent of the area and about 59 percent of the total runoff to the oceans. Figure 1 shows that most of the central and interior areas of the United States are covered. The rivers not included in the sampling network include numerous small coastal streams of relatively small drainage area. The largest river basin to be omitted was the Rio Grande, 182,000 square miles (89,000 square miles in the United States), but the average discharge to the oceans from the Rio Grande is only about 3,000 cfs.

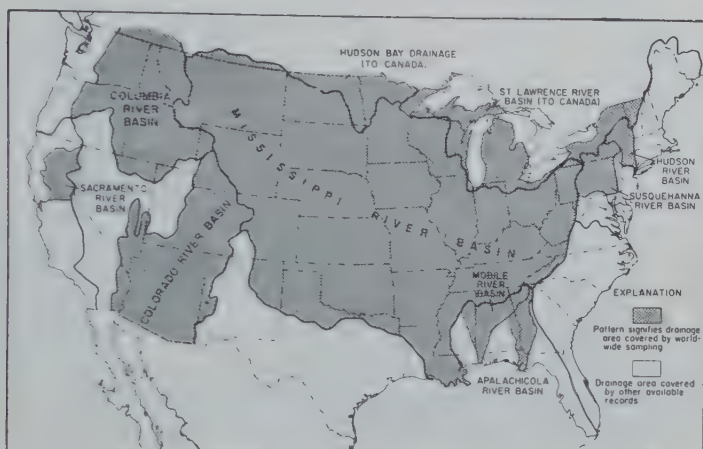


Fig. 1. — Principal river basins in the United States covered by world-wide program.

It is clear that a few analysis of river waters, taken at one point in the stream cross section and at a few stages of discharge are grossly inadequate to tell us what the stream is doing over a long period of time. Long-term averages are needed at key places in a drainage basin to accurately resolve problems in chemical denudation. To this end, in addition to the nine rivers included in this program chemical studies have been made over a period of years for many other streams that discharge directly to the oceans. When these supplemental data are included the drainage area covered in the present study amounts to about 2,300,000 square miles, and the mean discharge is about 1,300,000 cfs, or about 84 percent of the total effective drainage area and 71 percent of the total discharge to the oceans from that area of the United States considered in the study.

The computations that follow are based on gross dissolved solids, uncorrected for salts reaching the land in precipitation — a value yet to be determined. Gross yields of dissolved solids from each basin (see tables 1 and 2 and figure 2) were computed by establishing a weighted-mean annual water discharge for each basin, obtained largely from compilation reports of the Geological Survey, «Surface-water supply of the United States». Values for mean dissolved solids concentration were determined in one or more ways. Where long-term records of stations near the mouths of the rivers were available, a weighted-mean dissolved solids concentration for the period of record was computed for that station. From these values, a weighted-mean dissolved

solids concentration was determined for the basin. Where long-term records were not available, the mean dissolved solids concentration was obtained from a relation curve of dissolved solids concentration versus water discharge.

For some basins, such as the Pacific Slope Basins, information on dissolved solids concentrations are lacking in the lower reaches of relatively large streams. In such instances, where values in columns 5 and 9 of table 1 differed appreciably, a weighted value was obtained from a plot of dissolved solids concentration versus water discharge in cubic feet per square miles for gaged streams in coastal areas.

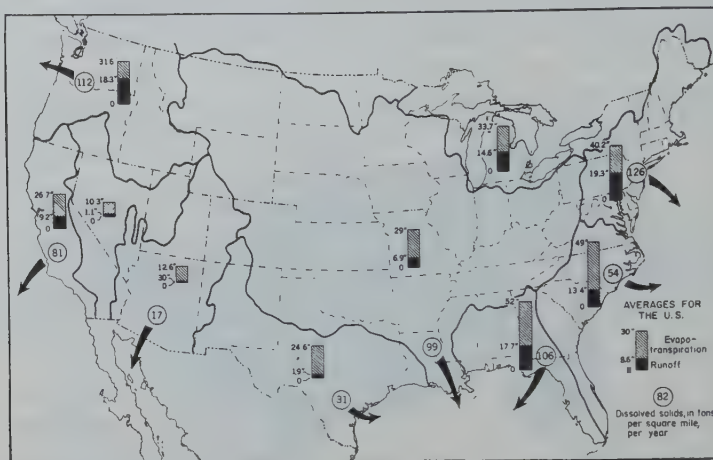


Fig. 2. — Precipitation, runoff, evapo-transpiration, and yield of dissolved solids to the ocean by major drainage basins.

It was established by earlier trial that the above values did not differ appreciably from those obtained from the laborious method of computing mean monthly concentrations and yields of dissolved solids. Curves of duration of streamflow also were used when available.

Figure 3 shows that the weighed-mean concentration of dissolved solids generally is related to the modulus of runoff. Thus, the weighed-mean concentrations of dissolved solids tends to be higher — by a factor of two or more — in semi-arid to arid regions than those in the humid regions where runoff per unit of drainage area is higher. Another important consideration discernible from figure 3 is that for yields greater than about 0.1 cfs/sq.mi., the weighted-mean concentrations for the principal basins differ only by a factor of about four, whereas the modulus of discharge differ by a factor of about 80. Note, however, the lack of divergence in waters from the Mississippi River and Western Gulf Basins.

The bulk of the dissolved solids load — nearly 55 percent of the total — is discharged by the Mississippi River. Thus the Gulf of Mexico receives annually an aggregate of about 151 million tons or about 67 percent of the 225 million tons of chemical load discharged annually from the continental United States. About 47 million tons, or 21 percent of the total, flows to the Pacific Ocean and the remainder, about 26 million tons, or 12 percent of the total, reaches the Atlantic Ocean.

Variation in the rate of denudation in relation to area is quite pronounced. Excluding the highly controlled Colorado River, the rates range from 31 tons/sq. mi. in the arid Western Gulf basins to 126 tons/sq. mi. in the humid North Atlantic

Slope basins. The Mississippi River basin, with humid regions to the east and semi-arid plains to the west, is intermediate in chemical losses (99 tons/sq. mi.).

In 1909, R.B. Dole and H.B. Stabler, using quantitative discharge data and laboratory analyses from numerous rivers in the United States estimated that the average annual denudation of inorganic substances was 87 short tons, or 78.9 metric tons per square mile. Clarke (1925) abridged these data, leaving out the Great Basin (regarding denudation as zero) and the Red River of the North, and computed a value of 98 tons of dissolved solids per square mile for an area of 2,753,800 square miles.

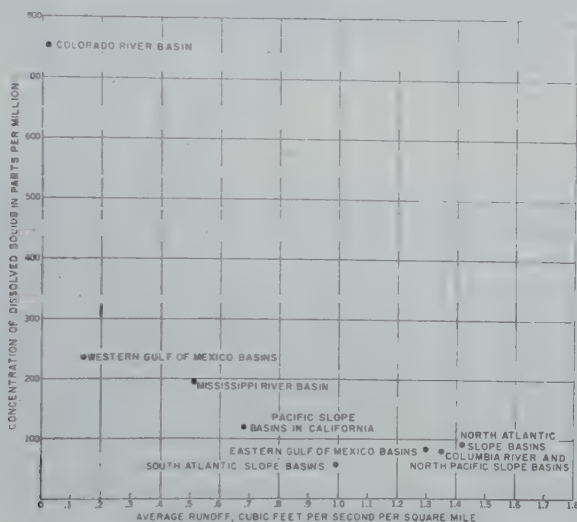


Fig. 3. — Relation of dissolved-solids concentration to runoff

The comparatively good checks with the current results for denudation is remarkable indeed considering the paucity of chemical data available to Dole and Stabler.

Chemical data for principal rivers of Canada are given also in table 2. Computations of loads have not been made pending completion of discharge data by the Canada Department of Mines and Technical Surveys, who have co-ordinated the study under the able direction of Mr. J.F.J. Thomas, Head, Industrial Waters Section, Mines Branch.

5. EUROPE AND ASIA

Data for the Rhine River, Netherlands, submitted by Mr. A. Volker, include extensive studies by the International Commission for the Protection of the Rhine against pollution. These data are being evaluated, and only a few results are shown in table 2. Mr. Volker points out that discharge of dissolved solids shows a continual increase since about 1870, due partly to inflow of industrial wastes. In 1958, runoff of chloride ion at Rees-Lobith was about 9.21 million tons; in 1954, total chloride-ion discharge was 7.14 million tons; and in 1955, 7.70 million tons.

Other results to date are given in table 2 for the following areas :

Glomma River near Askim, Norway; coordinated with Magne Lund and J. Lag, Agricultural College of Norway

Elbe River near Lauenberg, Germany; coordinated with Dr. W. Friedrich, Koblenz.

Arrhenius (1954) computed denudation rates for Sweden on the basis of an average annual precipitation of 600 mm, of which one-third evaporates, one-third runs off, and one-third enters the ground. He concludes that since the Ice Age at least one-fifth of the total weight of the soil has been washed away, and only the least soluble materials remain. For all of Sweden, the annual loss is computed to be (in 1,000 tons) :

<i>Total dissolved solids</i>	SO ₄	Cl	Ca	Fe	Mn	NO ₃	PO ₄
10,800	740	1,070	3,280	99	14	575	41

It is not clear whether this is a fair estimate of loss to the oceans for the leaching loss described by Arrhenius may be offset by a build-up in salt content in the deeper horizons of the soil profile.

6. THE TERRITORY OF THE U.S.S.R.

Recent computations for the U.S.S.R., by Alekin and Brazhnikova (1956), show that about 70.7 percent of dissolved salts removed (ionic-molecular substance, only, called ionic discharge), is discharged to the ocean. This amounts to about 287 million tons per annum of a total of 406 million tons for the Territory. This loss is at a rate of 44.5 tons per square mile per year. Alekin shows that the largest quantity of dissolved solids (204.56 million tons) is carried from a vast drainage network to the Arctic Ocean, having a high modulus of discharge and widely different geologic environment. In contrast, the smallest quantity, 34.42 million tons, discharged to the Pacific Ocean, is explained by the marked wetness of the region, well-leached podzolic soils, permafrost, and by difficulties in ground-water recharge.

To the ionic discharge to the ocean (286.92 million tons) Alekin estimates an additional 25.51 million tons of nonionic mineral substance or a total of about 312.43 million tons of dissolved solids. This does not include an estimated 78.5 million tons of organic substance, which would give a total of 390.93 million tons.

Table 3 summarizes Alekin's excellent data which have been separated and recomputed to show drainage from Europe and from Asia together with information, on the individual rivers obtained recently from P. Voronkov.

7. SOUTH AMERICA, AFRICA, AUSTRALIA, AND SOUTH-EASTERN ASIA

Study on principal rivers is being coordinated with the following organizations.

Magdalena River — Columbia Ministry of Public Works Conservation Works of Bocas de Ceniza.

Bio Bio and Valdivia Rivers — Chile Hydrologic Department of Public Works
Amazon, Tocantins, and Sao Francisco Rivers — Brazil Departamento Nacional da Producao Mineral.

Orange River at Vioolsdrift, Pretoria — Union of South Africa Department of Water Affairs.

Zambezi River, Mozambique — Instituto Geografico e Cadastral, Lisbon, Portugal.

Congo River, Belgian Congo — Gerald Tison, Ledeborg, Belgium.

Murray River, Australia — Victoria and South Australia Engineering and Water Supply Commission.

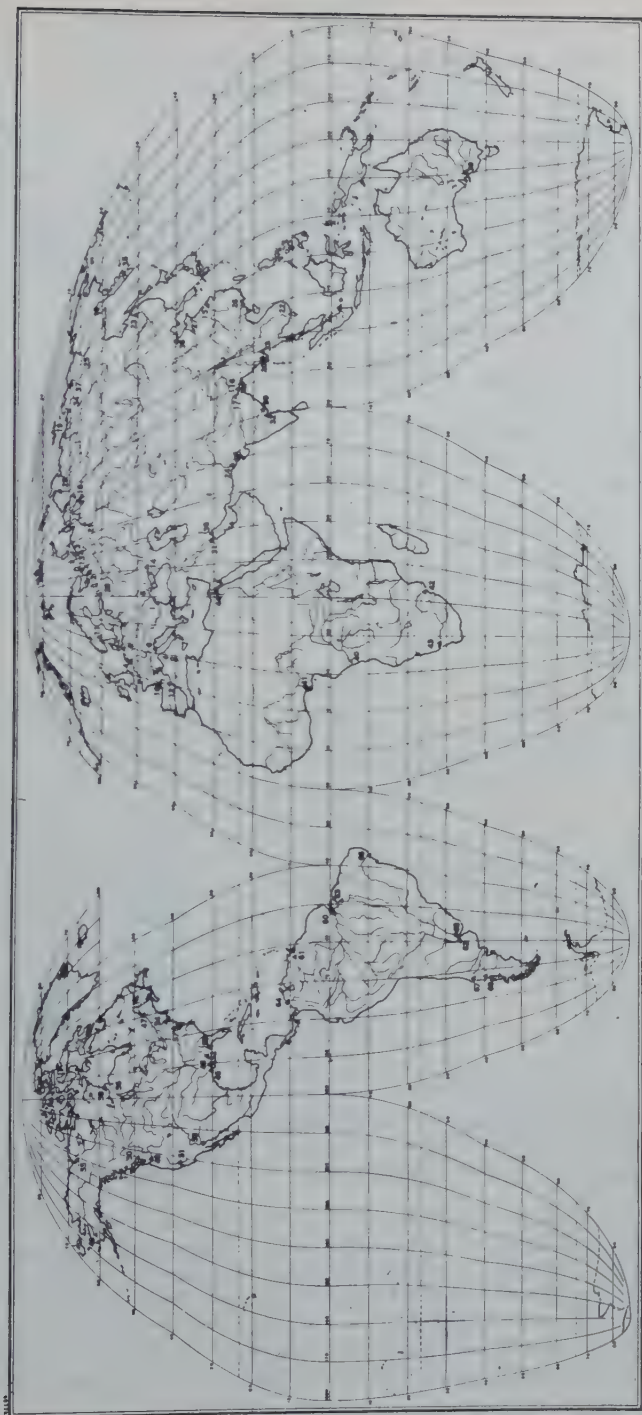
Indus River, W. Pakistan — Director of Hydrology Canal Bank Offices.

Mekong River, Thailand — ECAFE

Kistna River, India

Godivari River, India

} Central Water and Power Commission, New Delhi.



Sites selected for study of principal rivers of the world

TABLE 3

*Ionic discharge of the Territory of the U.S.S.R.
(After Alekin and Brazhnikova, and others)*

Basin	River	Area Drained (thousand of sq.mi.)	Mean Annual Discharge (cfs)	Ionic Discharge		
				Total Million Tons	Tons/sq. mi./yr.	
Europe						
Barents & White	Dvina	139	124,000	19.06	71.8	
	Pechora	126	144,000	6.03		
	Mezen	29	29,100	1.40		
Total		294	297,100	26.49		
Total for basins		386	386,400	27.70		
Atlantic Ocean						
Black & Azov	Dnepr	194	59,400	8.96	74.0	
	Don	163	31,400	6.86		
Total		357	90,800	15.82		
Total for basins		463	177,000	34.24		
Baltic	Neva	109	91,800	3.16	59.1	
Total for basins		232	177,000	13.70		
Asia						
Arctic Ocean						
Laptev Chukchi	Lena	936	547,000	45.52	42.8	
	Ob	959	441,000	33.29		
	Yenisei	1,000	614,000	32.52		
	Pyasina	74	89,600	3.97		
	Kolyma	249	134,000	3.91		
	Indigirka	139	63,800	3.62		
Total	Yana	95	34,700	1.06		
		3,450	1,924,000	123.89		
Total for basins		4,130	2,294,000	176.86		
Pacific Ocean						
Bering, Okhotsk and Japan	Amur	712	388,000	20.61	27.8	
Total	Kamchatka	Not available				
		712	388,000	20.61		
Total for basin		1,236	952,000	34.42		
Territory of U.S.S.R.		6,447	3,986,000	286.92	44.5	

Composition of ionic discharge in percent of total

Basins	Ca	Mg	Na + K	CO ₃	SO ₄	Cl
Barents & White	23.6	5.2	6.1	38.0	20.3	6.8
Black & Azov	22.1	4.4	9.4	34.6	21.1	8.4
Baltic	24.7	6.4	3.9	51.1	8.9	5.1
Laptev & Chukchi	19.5	4.8	11.9	34.0	16.3	13.6
Bering, Okhotsk & Japan	21.1	5.6	9.3	41.3	15.8	6.8

At this writing results are not yet available on the Mekong River except for a few data (see table 2).

Kobayashi, 1959, in his informative study of the waters of the rivers of Thailand calculates the amount of mineral matter carried by the Mekong River at Nongkai, about 1,500 Km upstream from the mouth. His value for runoff of dissolved solids, 20.5 million tons a year, is based on an average flow at Nongkai of 4,700 cubic meters per second computed from an average flow of 11,000 cubic meters per second at Phnom Penh and about 139 ppm of dissolved solids. Since the flow at Phnom Penh is about 2.4 times greater, the dissolved solids discharge is assumed to be larger also at Phnom Penh, the present study site.

8. SPECTROGRAPHIC ANALYSIS OF MINOR ELEMENTS

One of the principal by-products of the study has been new and meaningful quantitative results on dissolved minor elements. This work required overcoming major technical problems, for sensitive spectrographic techniques had to be developed to cover an unknown number of minor elements in water.

No less of a problem was the collection and preservation of the sample in the field, for turbid waters had to be cleared, and the unstable metals retained in solution. This was accomplished by use of a simple and unique gravity filter having a glass-fiber filter paper capable of retaining particles larger than about 1 micron. After filtering, the sample for spectrographic analysis was fixed in the field by addition of concentrated nitric acid, spectrographic grade, which was contained in a vial accompanying the sample. This technique was considered superior to comparative preliminary studies using acetic acid and the unfiltered sample.

The first results obtained in the program (see table 4) represent duplicate residue analysis, in the region of the spectrum (2250-4750A), in which most of the metals are found. As the program developed, analysis was extended to include the important rare alkali metals cesium, rubidium, and lithium that have their strongest lines in the visible and near infra-red region of the spectrum (6250-8750A). Beginning with the samples for most of 1959, about 24 minor elements have been analyzed quantitatively on each residue.

If by definition we consider iron a minor element, then it together with aluminum comprises the bulk of the minor element residue. In such rivers as the Mackenzie, St. Lawrence, and Mississippi, aluminum concentrations exceeding 1 mg/liter are observed. These values emphasize that aluminum losses to the sea may be greater than previously considered, although some fraction may be due to dissolution of clay particles in the lowest size range that pass through the filter matrix.

Boron in concentrations ranging up to about 52 micrograms (μ g), was consis-

tently detected; thus the spectrograph potentially is a sensitive analytical tool for this element.

Barium, generally considered to be too insoluble for much consideration in natural waters containing sulfate, occurs in all waters examined thus far, and in concentrations not too different from its important alkaline-earth associate, strontium. Significantly high values for both barium (152 μg) and strontium (802 μg) are observed in Colorado River water and in rivers of Canada, especially the Mackenzie and Nelson Rivers. Increasing attention should be given to both elements in routine investigations.

The important alkali metals, cesium, lithium and rubidium occur in extremely low concentrations, or are absent — evidence of a strong tendency to be absorbed on solid particles or to enter into ion-exchange reactions with clays.

The heavy metals chromium, copper, nickel, and lead occur in most waters, generally in concentrations less than 10 μg /liter. Notably higher values for the heavy metals occur at times in the rivers Mississippi, Mackenzie, Nelson and St. Lawrence.

Titanium occurs in all waters examined — more than 70 μg /liter is present at times in the some river waters. Phosphorous occurs in a wide range of concentrations and often not at all.

Correlative studies in the relation of the elements to each other, to their environment, and to streamflow is continuing as additional data become available.

REFERENCES

- ALEKIN, O.A. and BRAZHNIKOVA, L.V., 1957, New data on the discharge of dissolved substances from the Territory of the USSR : Proceedings of the Academy of Science of the USSR, v. 114, No. 1-6.
- ARRHENIUS, O., 1954, *Chemical denudation in Sweden* : Tellus, 6, p. 326-341.
- CLARKE, F.W., 1924, *The data of geochemistry* : U.S. Geol. Survey Bull. 770, p. 63-121.
- KOBOYASHI, J., 1959, *Chemical investigation on river waters of south-eastern Asiatic Countries* : Berichte des Ohare Instituts fur land wirtschaftliche Biologie, Bd. XI, Heft 2, p. 167-233.

TABLE 1
Summary of rates of dissolved solids runoff and water discharge in continental United States

(1) Basin	(2) a) Area drained (sq.mi.)	(3) Precipi- tation (inches)	Runoff			Drainage area covered (records available and sampling program)			Gross dissolved solids (ppm) Present study (1959)		Net dissolved solids (ppm) Present study (1959)	Gross yield of dissolved solids			
			(4) Mean annual discharge (cfs)	(5) Discharge (cfs) area drained (sq.mi.)	(6) Inches	(7) sq.mi.	(8) Mean discharge (cfs)	(9) cfs/sq.mi.	(10) Wt. Avg. in area covered	(11) Entire basin	(12)	Thousand tons per year		Tons per sq. mi.	
												(13) Dole & Stabler (1909)	(14) Present study (1959)	(15) Dole & Stabler (1909)	(16) Present study (1959)
North Atlantic Slope	148,000	40.2	210,000	1.42	19.3	88,100	134,000	1.52	89	90		20,800	18,600	130	126
South Atlantic Slope	144,000	49	143,000	.99	13.4	72,900	61,700	.85	56	55		11,700	7,760	94	54
Eastern Gulf of Mexico	140,000	52	182,000	1.30	17.7	80,000	104,000	1.30	83	83		16,600	14,900	117	106
Mississippi River	1,244,000	29	634,000	.51	6.9	1,244,000	634,000	.51	196	196		136,400	123,000	108	99
Western Gulf of Mexico	413,000	24.6	56,000	.14	1.9	307,600	36,800	.12	240	235		14,900	13,000	86	81
Colorado River	246,000	12.6	5,500	.02	.30	243,000	5,500	.02	750	750		11,700	4,070	81	17
Pacific Slope in California	117,000	26.7	80,000	.68	9.2	57,700	66,900	1.16	95	120		12,800	9,470	177	81
Columbia River	302,000	31.6	419,000	1.39	18.9	252,000	248,000	.90	99	82		30,200	33,900	100	112
Total or average	2,754,000	30	1,729,500	.63	8.6	2,345,000	1,291,000	.55	149	131		b) 255,100	c) 224,700	b) 94	c) 82

a) Excludes area of Great Basin, St. Lawrence River basin, and Hudson Bay, and includes Columbia River basin in Canada and Rio Grande in Mexico.

b) Value computed by Dole and Stabler adjusted to comparable area — $\frac{255,100,000 \text{ tons}}{2,708,000 \text{ sq. mi.}} = 94 \text{ tons/sq.mi.}$

c) $\frac{\text{Col. 14}}{\text{Col. 2}} = \frac{225,000,000 \text{ tons}}{2,754,000 \text{ sq.mi.}} = 82 \text{ tons/sq.mi.}$

TABLE 2
Analyses of waters from principal rivers of the world

Chemical analyses in parts per million

Date of collection	Mean discharge (cfs)	Silica (SiO ₂)	Iron (Fe)	Calcium (Ca)	Magnesium (Mg)	Sodium (Na)	Potassium (K)	Bicarbonate (HCO ₃)	Carbonate (CO ₃)	Sulfate (SO ₄)	Chloride (Cl)	Fluoride (F)	Nitrate (NO ₃)	Boron (B)	Dissolved solids in parts per million			Hardness as CaCO ₃		Color	Temperature °F	Specific conductance (micro-mhos at 25°C)	pH
															Residue at 180°C	Residue at 105°C	Calculated	Calcium, magnesium	Non-carbonate				
(4) Rhine River at Vreeswijk, Holland																							
Oct. 1, 1957				63	10	47		136		62	85						412	198	87				
Dec. 10				99	14	134		181		111	236						785	304	156				
(9) Elbe River (Km 560) near Lauenberg, Germany																							
Mar. 10, 1959	28,400	10	0.08	82	17	100	12	117	0	140	179	0.3	13	0.05	744	828	612	274	178	27	42	1,080	6.9
Aug. 19	14,700	7.2	.07	82	21	208	16	96	0	154	350	.5	8.8	.11	1,040	1,050	895	290	212	55		1,620	6.8
(11) Glomma River at Kykkelsrud power station, Askim, Norway																							
Dec. 7, 1958	a12,300	3.4	0.13	6.0	0.0	1.5	0.8	12	0	5.0	3.5	0.0	0.0	—	27	36	27	15	5	30		42.2	5.9
May 7, 1959	a79,080	3.9	.10	4.1	.4	2.7	.7	12	0	6.7	1.0	.0	.4	0.04	43	48	26	12	2	35		35.4	6.5
Sept. 20	a10,400	1.7	.03	4.0	2.3	1.4	.7	15	0	8.4	3.0	.0	.5	.02	31	34	29	19	7	15		42.2	6.6
(22) Mekong River at Mukdaharn Village, Nakorn Panom Province, Thailand																							
Aug. 15, 1956		13	0.00	19	2.4	2.7	1.1	72		2.4	0.7		0.1			80	77	57	0				6.6
May 15, 1957		14	.00	34	6.6	12	1.9	117		22	13		1.4			164	163	112	16				7.0
Oct. 18, 1959	b1,200,000	11	.03	12	1.6	2.7	1.0	49	0	.4	.4	.0	.2	.00	65	65	54	33	0	27		90.6	7.0
(39) Murray River at Mannum, Australia c																							
Jan. 1957	48,970	4		24	19	103	4	104		6	29												7.5
July 1958	2,270	8		28	28	157	5	116		58	256												8.5
Jan. 1959	9,700	5		11	8	35	3	67		12	46												7.3
(45) Mississippi River just above bridge on U.S. Highway 190, near Baton Rouge, La. U.S.A.																							
May 10, 1958	865,000	5.0	0.06	26	6.4	14	2.6	87	0	28	15	0.0	1.1	—	160	—	141	91	20	10	65	255	6.9
Oct. 14	262,000	7.6	.05	41	11	17	3.3	141	0	45	17	.1	1.8	—	223	226	215	148	32	7	70	378	7.7
Mar. 13, 1959	655,000	5.9	.02	34	7.6	11	3.1	101	0	41	15	.1	1.9	0.01	184	202	170	116	33	14	50	299	7.0
May 18	415,000	6.4	.08	41	13	14	2.5	133	0	55	16	.2	2.4	.04	255	260	216	156	47	5	73	366	6.9
(46) Atchafalaya River from railroad bridge, 0.6 mile below bridge, on U.S. Highway 190, at Krotz Springs, La. U.S.A.																							
May 10, 1958	323,000	4.1	0.22	29	5.8	9.0	0.7	88	0	19	16	0.8	2.0	—	.139	—	131	99	27	37	—	240	6.9
Oct. 14	130,000	7.9	.34	26	6.0	28	2.9	87	0	25	37	.1	1.2	—	186	190	178	89	18	35	72	316	7.5
Mar. 13, 1959	276,000	5.9	.07	29	6.3	16	3.1	82	0	34	25	.0	1.0	0.02	218	230	161	98	31	22	53	290	7.0
May 18	166,800	6.7	.00	37	11	19	2.9	118	0	47	25	.1	2.8	.06	272	274	210	137	41	10	74	375	7.0

a Daily mean discharge

b Approximate discharge

c Results obtained from Engineering and Water Supply Department, South Australia; rate of flow measured at Blanchetown.

TABLE 2
Analyses of waters from principal rivers of the world (Continued)
Chemical analyses, in parts per million — Continued

Date of collection	Dis-charge (cfs)	Silica (SiO ₂)	Iron (Fe)	Cal- cium (Ca)	Magne- sium (Mg)	Sodium (Na) (Na)	Potas- sium (K)	Bicar- bonate (HCO ₃)	Car- bonate (CO ₃)	Sul- fate (SO ₄)	Chlo- ride (Cl)	Fluo- ride (F)	Nitrate (NO ₃)	Boron (B)	Dissolved solids in parts per million			Hardness as CaCO ₃		Color	Tempe- rature °F	Specific conduc- tance (micro- mhos at 25°C)	pH
															Residue at 180°C	Residue at 105°C	Calcu- lated	Calcium, mag- nesium	Non- carbo- nate				
(47) St. Lawrence River at water works plant at Levis, P.Q., Canada (observation on Aug. 25 at Quebec P.Q.)																							
Aug. 25 1958	342,000	1.7	0.02	28	5.8	8.0	1.1	84	0	20	16	0.0	0.4	—	138	141	122	94	25	7		229	7.7
Sept. 3	340,000	1.6	.02	29	6.0	8.0	1.1	85	0	20	17	.0	.4	—	143	149	125	97	27	7		238	7.7
Sept. 25	342,000	1.9	—	30	4.9	10	1.2	90	0	20	18	.0	.7	—	144	150	131	91	21	—		235	7.9
Dec. 3	348,000	2.2	.00	31	4.7	9.0	1.1	84	0	21	17	.4	.4	0.03	138	138	128	97	28	18	39	238	7.5
Apr. 20, 1959	551,000	3.1	—	11	9.7	5.2	1.3	39	0	18	11	.1	18	.02	112	136	98	67	35	15		163	7.0
(48) Columbia River below the Dalles Dam, about 3 miles above The Dalles, Oreg. U.S.A.																							
June 11, 1958	a503,000	7.9	0.00	16	3.5	1.5	0.9	59	0	8.5	3.0	0.1	0.1		66	—	71	54	6	7	62	121	7.2
Dec. 1		13	.00	23	6.2	16	.0	108	0	19	4.9	.5	.3		140	146	136	83	0	4	46	215	7.9
Sept. 8, 1959		5.5	.07	20	4.8	8.0	1.3	86	0	.4	4.0	.2	10	0.03	109	111	111	70	0	5	65	180	7.2
(49) Yukon River at Mountain Village, Alaska, U.S.A.																							
May 28, 1958	c450,000	5.5	0.11	20	4.1	0.0	0.0	64	0	8.2	3.5	0.1	1.1		88		75	67	14	60	47	129	7.0
Jan. 7, 1959	c 30,000	13	.18	47	8.9	3.2	1.4	171	0	22	.7	.1	.3	0.00	195	248	181	154	14	8	32	320	7.2
(50) Fraser River at Mission City, British Columbia, Canada																							
July 1, 1958	255,000	4.4	1.2	14	2.1	1.1	0.6	51	0	6.4	0.1	0.1	0.1		62	69	51	44	2	3		96.2	7.1
Oct. 1	166,000	4.5	.11	17	2.9	1.3	.8	64	0	7.6	.0	.0	.5		73	73	66	54	2	3	70	116	7.7
Feb. 12, 1959	37,000	5.8	.00	17	3.6	2.3	.8	65	0	10	.1	.0	.0	0.00	79	81	72	57	4	7		123	6.9
(51) Sacramento River at Tower bridge on Capitol Street, at Sacramento, Calif. U.S.A.																							
May 1, 1958	a49,900	17	0.00	10	4.4	6.5	0.8	56	0	3.8	4.5	0.1	0.2		72	—	76	43	0	2	58	105	7.1
Nov. 25	a13,300	20	.00	14	2.7	7.7	.9	62	0	5.2	4.0	.0	.0		86	90	86	46	0	25	53	129	6.4
May 1, 1959	a11,800	19	.00	12	6.9	12	13	79	0	12	10	.1	.3	0.04	110	114	113	58	0	5	62	175	7.2
Sept. 16	a 9,900	27	.01	17	9.0	18	1.5	116	0	6.0	12	.1	.1	.05	156	156	148	79	0	8	68	247	7.5
(52) Mobile River at Mt. Vernon Landing, about 41 miles north of Mobile, Ala. U.S.A.																							
Dec. 16, 1958	a24,000	8.6	0.00	13	2.2	9.9	1.7	45	0	13	12	0.1	0.3	0.00	98	105	83	42	5	25	47	145	6.9
Apr. 1, 1959	a92,000	1.0	.08	12	1.8	5.3	1.2	37	0	13	5.4	.0	.6	.00	93	100	59	37	7	55	—	106	6.8
Aug. 25	a12,000	7.1	.01	12	7.7	10	1.2	50	0	5.5	15	.1	1.4	.02	89	93	90	46	5	15	83	140	7.0
Sept. 30	a15,000	7.6	.02	12	1.7	9.0	1.4	44	0	12	8.6	.1	.1	.01	85	85	75	35	0	26	80	132	7.1
(53) Colorado River at bridge on U.S. Highway 80, at Yuma, Ariz. U.S.A.																							
Sept. 16, 1958	a 1,020	14	0.01	94	30	124	4.4	183	0	289	113	0.2	1.0		802	825	760	358	208	2	84	1,220	7.9

a Daily mean discharge.

c Estimated

TABLE 2
Analyses of waters from principal rivers of the world (continued)
Chemical analyses, in parts per million — Continued

Date of collection	Dis-charge (cfs)	Silica (SiO ₂)	Iron (Fe)	Cal- cium (Ca)	Magne- sium (Mg)	Sodium (Na)	Potas- sium (K)	Bicar- bonate (HCO ₃)	Car- bonate (CO ₃)	Sul- fate (SO ₄)	Chlo- ride (Cl)	Fluo- ride (F)	Nitrate (NO ₃)	Boron (B)	Dissolved solids in parts per million			Hardness as CaCO ₃		Color	Tempe- rature °F	Specific conduc- tance (micro- mhos at 25°C)	pH
															Residue at 180°C	Residue at 105°C	Calcu- lated	Calcium, mag- nesium	Non- carbo- nate				
(54) Hudson River at Ford Motor Company powerplant, at Green Island, N.Y. U.S.A.																							
Oct. 29, 1958	23,000	4.9	0.07	32	4.9	4.8	2.0	93	0	25	5.0	0.0	1.2	—	138	139	126	100	24	17		224	7.7
Jan. 22, 1959	63,000	4.7	.00	24	4.2	11	1.9	64	0	24	13	.3	3.9	0.03	125	129	115	77	24	10	46	214	6.9
Aug. 17	1,940	3.0	.00	13	3.9	12	1.0	44	0	19	14	.2	.9	.08	109	109	88	48	12	50		153	6.7
Oct. 19	3,790	3.5	.05	22	2.9	8.4	1.3	60	0	18	9.0	.1	.8	.03	125	125	96	60	11	40	54	184	6.9
(55) Mackenzie River about 3 miles upstream for separation, at Arctic Red River, Northwest Territory, Canada																							
July 24, 1958	470,000	3.4	0.04	37	8.4	7.0	0.9	125	0	28	7.5	0.0	0.5		162	166	154	127	24	2		279	8.0
Oct. 2	270,000	3.5	.04	30	11	8.6	.9	116	0	30	9.0	.1	.3		163	169	151	120	25	7		274	7.8
(56) Nelson River near Amery, Manitoba, Canada (observations on Jan. 29, Apr. 9, upstream at Kelsey powersite)																							
Oct. 5, 1958	b85,000	2.9	0.06	26	16	20	2.3	138	0	27	24	0.0	0.4	—	205	212	187	131	18	10	—	352	7.8
Jan. 29, 1959	b49,000	2.7	.00	34	13	26	2.9	138	0	33	33	.3	.0	0.05	229	233	213	138	25	8	32	400	7.8
Mar. 9	b38,000	2.4	.00	35	13	25	3.1	147	0	34	31	.0	.1	.01	251	258	216	141	20	13	—	393	7.3
Apr. 9	b36,000	2.2	.01	35	13	25	3.1	149	0	35	32	.0	.1	.01	249	264	219	141	19	16	35	399	7.8
May 1	c75,000	2.8	—	33	13	24	.8	147	0	28	31	.2	.5	.05	260	290	206	136	15	10	—	385	7.6
(57) Susquehanna River at hydroelectric plant spillway, at Conowingo, Md. U.S.A.																							
May 7, 1958	126,000	4.8	0.00	16	3.5	2.2	1.6	29	0	28	5.0	0.0	2.2		78	—	78	54	31	7	55	132	6.6
June 10	19,600	.7	.01	26	5.9	11	.7	49	0	55	9.0	.0	2.2		174	—	135	89	49	3	74	245	6.9
Sept. 11	10,000	.2	.02	28	11	7.9	1.8	48	0	74	9.5	.0	2.2		205	210	159	115	76	2	—	284	7.1
June 5, 1959	17,300	1.9	.00	23	8.2	6.5	1.3	41	0	59	6.8	.1	.5	0.02	154	164	128	91	57	5	—	222	6.7
(58) Churchill River east of island off Drachm Point, 8 miles south of Churchill, Manitoba, Canada																							
June 24, 1958	b40,700	2.2	0.08	15	5.5	3.4	1.2	73	0	3.0	0.5	0.2	0.1	—	78	93	69	57	0	8		126	7.2
Sept. 25	b42,500	1.4	.06	14	4.3	3.2	1.0	65	0	.4	1.6	.0	.8	0.00	79	82	59	53	0	28		111	7.6
Feb. 20, 1959	b27,000	2.5	.01	13	4.5	3.9	1.5	67	0	1.0	.4	.0	.3	.00	122	134	60	51	0	18	32	118	6.9
(59) Apalachicola River at State Highway 20, near Blountstown, Fla. U.S.A.																							
Dec. 17, 1958	11,000	7.9	0.00	16	0.8	3.8	1.1	57	0	0.6	3.9	0.1	0.5	0.00	80	82	63	43	0	7	50	114	6.9
Mar. 30, 1959	54,000	5.9	.03	9.6	.6	2.7	.8	33	0	1.0	2.4	.1	.2	.00	58	63	40	26	0	55	—	68.1	7.6
Aug. 24	11,900	7.8	.00	14	1.9	3.8	.9	54	0	.6	4.0	.2	1.5	.02	75	77	62	43	0	5	85	106	7.0
Sept. 29	9,030	8.0	.00	13	1.6	3.6	1.0	56	0	1.0	2.3	.0	.4	.01	71	71	59	39	0	10	82	107	7.0
(67) Bio Bio River — Chile																							
Sept. 13, 1959	42,400	19	0.01	6.2	1.0	3.0	0.8	29	0	2.2	0.1	0.0	0.1	0.00	49	49	47	18	0	6		53.8	7.1

b Approximate discharge

c Estimated

TABLE 4
Spectrographic analyses for minor elements in waters from principal rivers of the world
[Spectrographic analysis in micrograms per liter except as indicated] ^a

Date of collection	Discharge (cfs)	Silver (Ag)	Alumi- num (Al)	Boron (B)	Barium (Ba)	Beryl- lium (Be)	Cobalt (Co)	Chro- mium (Cr)	Cesium (Cs)	Copper (Cu)	Iron (Fe)	Germa- nium (Ge)	Lithium (Li)	Manga- nese (Mn)	Molyb- denum (Mo)	Nickel (Ni)	Phos- phorus (P)	Lead (Pb)	Rubi- dium (Rb)	Silicon (Si)	Tin (Sn)	Stron- tium (Sr)	Tita- nium (Ti)	Vana- dium (V)	Zinc (Zn)	Zirco- nium (Zr)
(11) Glomma River at Kykkelsrud power station, Askim, Norway																										
Dec. 7, 1958	b 12,300	0.032	30	0.7	18		0	1.2		1.4	68		0.14	5.4	0	2.1	0	1.8	1.7			15	0.97	0	< 27	
May 7, 1959	b 79,080																									
Sept. 20	b 10,400	< .031	27	2.7	25		0	.47		—	40		< .031	2.4	0.11	1.0	0	5.9	0			23	.62	0	0	
(45) Mississippi River just above bridge on U.S. Highway 190, near Baton Rouge, La., U.S.A.																										
May 10, 1958	865,000	0.13	—	29	78		—	2.6		10	—		—	—	—	0.x	x00	4.0	—			35	2	—	—	
Oct.	262,000	.22	1,050	22	127		5.8	8.5		6.9	1,670		4.9	185	1.1	19	223	7.8	2.5			105	6.7	—	0	
Mar. 13, 1959	655,000	0	1,010	15	72		0	4.6		9.0	828		1.8	46	0	13	< 184	4.0	7.4			61	72	< 5.5	0	
May 18	415,000	0	281	6.1	84		0	84		74	663		2.4	12.2	2.6	33	0	9.4	< 2.6			97	12	0	0	
(46) Atchafalaya River from railroad bridge, 0.6 mile below bridge on U.S. Highway 190, at Krotz Springs, La., U.S.A.																										
May 10, 1958	323,000	—	—	14	43	0.x	0.x	2.4		3.6	—		—	—	—	0.x	—	1.1	—			11	10	—	—	
Oct. 14	130,000	.33	725	17	132		5.2	30		9.9	1,230		4.5	100	< 0.93	47	< 186	11	2.2			154	20	—	0	
Mar. 13, 1959	276,000	0	1,630	19	52	< 0.22	0	2.6		3.7	1,240		1.9	68	0	6.5	0	2.6	2.4			22	107	< 6.5	0	
May 18	166,800	0	462	14	122		0	4.9		10	517		2.6	12	< 2.7	10	0	11	< 2.7			139	14	0	0	
(47) St. Lawrence River at water works plant at Levis, P.Q., Canada																										
Aug. 25 1958	342,000	0.94	276	13	30		0	12		4.3	580		0.41	21	1.7	13	0	3.7	1.4			66	21		0	
Sept. 3	340,000	0	186	6.3	26		0	9.6		4.7	257		.40	6.7	2.4	11	0	4.9	1.4			92	6.6		0	
Sept. 24	366,000	< 0.14	1,050	11	46		4.0	23		59	1,190		.60	30	2.6	22	173	55	2.9			78	50		< 144	
(48) Columbia River below the Dalles Dam, about 3 miles above the Dalles, Oreg., U.S.A.																										
June 11, 1958	b 503,000	0.09	—	11	33		—	9		3	—		—	—	0.x	x.0	—	1.2	—			30	2.9		—	
Dec. 115	238	3.9	48		0	18		3.8	280		3.9	14	2.1	10	0	5.0	1.4			112	5.2		0	
Sept. 8, 1959		< .11	82	5.0	44		< 1.1	20		27	131		.59	5.5	1.0	36	0	3.4	< 1.1			60	2.1	4.0	0	
(49) Yukon River at Mountain Village, Alaska, U.S.A.																										
May 28, 1958	c 450,000	0.31		11	26		0.x	2.3		6.3						x.0	x00	1.5				15	16		0	
Jan. 7, 1959	c 30,000	< .2	82	13	109		0	7.0		2.5	1,130		2.0	181	1.2	17	< 195	8.6	0			129	< 2.0			
(50) Fraser River at Mission City, British Columbia, Canada																										
July 1, 1958	255,000	0	327	2.6	17		< 1.9	2.9		1.6	1,180		0.5	26	0	5.0	< 62	< 0.62	2.6			16	17	0	0	
Oct. 1	166,000	.07	526	11	18		1.9	6.0		2.5	635		.18	32	0	12	73	1.8	.95			18	16	0	0	
Feb. 12, 1959	31,000	0	261	2.6	20		0	23		3.0	363		.40	23	.79	13	< 79	3.9	.79			40	18	0	0	
(51) Sacramento River at tower bridge on Capital Street, at Sacramento, Calif., U.S.A.																										
May 1, 1958	b 49,900	—	—	22	9		—	0.7		1.4	—		—	—	—	0.x	—	—	—			6.3	3.1	—	—	
Nov. 25	b 13,300	< 0.086	60	10	31		0	4.4		2.9	112		2.1	6.3	< 0.43	7.1	0	4.5	1.0			46	< .86	< 86	—	
May 1, 1959	b 11,800	0	286	9.8	25		3.3	2.4		7.0	1,210		.77	50	0	6.6	110	4.2	1.1			15	14	0	< 110	
Sept. 16	b 9,900	< .16	1.110	25	56		< 1.6	7.0		14	764		.66	34	.47	20	0	4.4	< 1.6			61	106	6.7	0	

^a For samples obtained in 1959, looked for but generally not detected : As, Au, Be, Bi, Cd, Ce, Cs, Dy, Er, Eu, Ga, Gd, Ge, Hf, Hg, Ho, In, Ir, La, Lu, Nb, Nd, Os, Pb, Pr, Pt, Re, Rh, Ru, Sb, Sc, Sm, Sn, Ta, Tb, Te, Th, Tl, Tm, U,V,W,Y, Yb and Zr. x Refers to semi-quantitative determination in the digit order shown.
^b Daily mean discharge.
^c Estimated.
< Less than figure indicated.

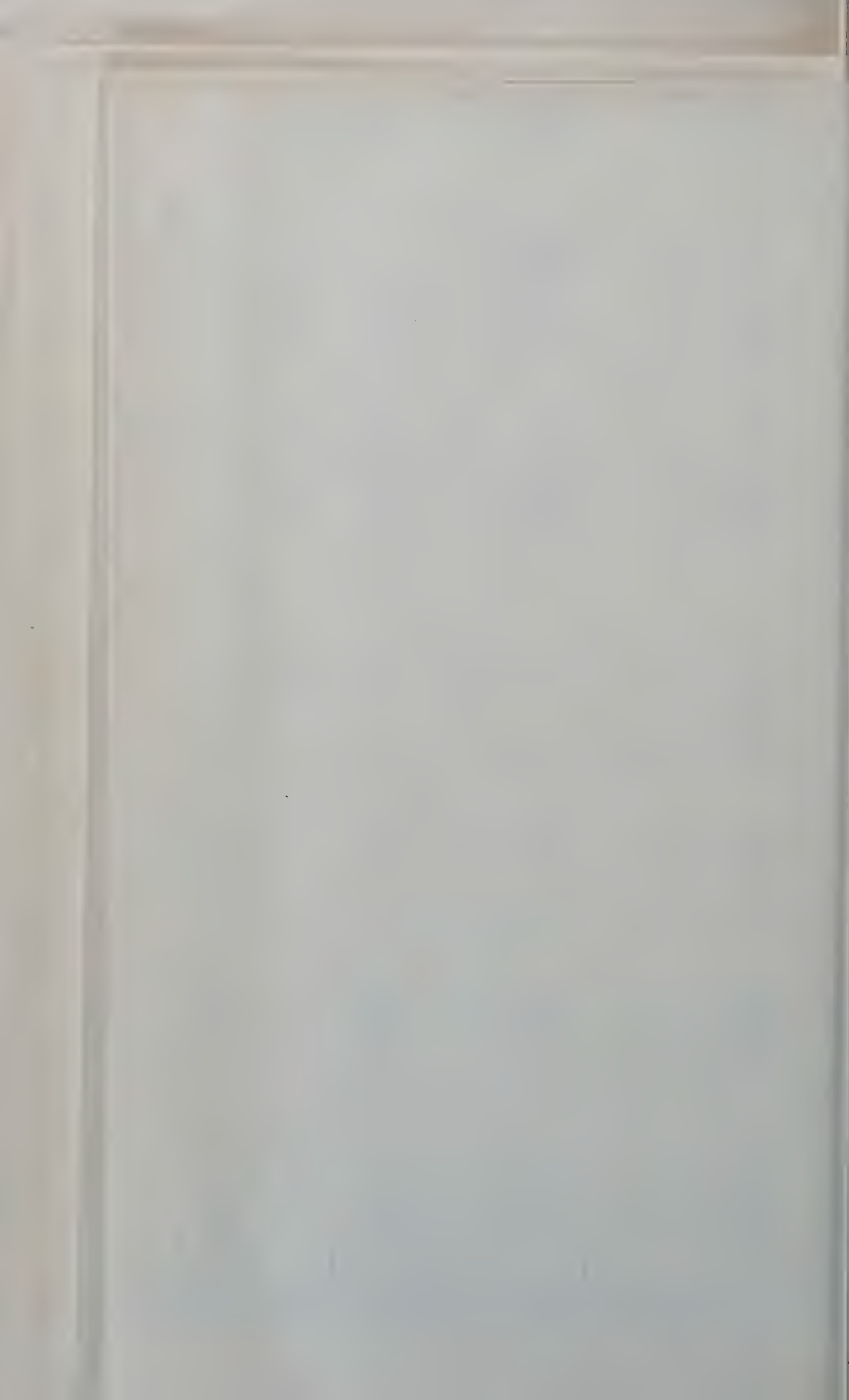


TABLE 4
Spectrographic analyses for minor elements in waters from principal rivers of the world (continued)
[Spectrographic analysis in micrograms per liter except as indicated] a — Continued

Date of collection	Discharge (cfs)	Silver (Ag)	Alumi- num (Al)	Boron (B)	Barium (Ba)	Beryl- lium (Be)	Cobalt (Co)	Chro- mium (Cr)	Cesium (Cs)	Copper (Cu)	Iron (Fe)	Germa- nium (Ge)	Lithium (Li)	Manga- nese (Mn)	Molyb- denum (Mo)	Nickel (Ni)	Phos- phorus (P)	Lead (Pb)	Rubi- dium (Rb)	Silicon (Si)	Tin (Sn)	Stron- tium (Sr)	Tita- nium (Ti)	Vana- dium (V)	Zinc (Zn)	Zirco- nium (Zr)	
(52) Mobile River at Mt. Vernon Landing, Ala., U.S.A.																											
Dec. 16, 1958	b 24,000	0.13	186	3.3	75		0	2.0		3.5	392		1.7	41	0	6.9	< 98	15	1.3			68	3.6			0	
(53) Colorado River on bridge on U.S. Highway 80, at Yuma, Ariz., U.S.A.																											
Sept. 16, 1958	b 1,020	1.0	12	52	152		0	24		8.8	160		35	21	6.9	30	0	< 8.0	< 8.0				802	8.0		0	
(54) Hudson River at Ford Motor Company power plant, at Green Island, N.Y., U.S.A.																											
Oct. 29, 1958	23,000	0.15	304	9.0	28		0	30		8.6	207		2.2	35	0	12	0	2.9	1.9			106	< 1.4			0	
(55) MacKenzie River about 3 miles upstream from separation, at Arctic Red River, Northwest Territory, Canada																											
July 24, 1958	470,000		1,410	13	65		5.0	12		11	1,390		1.1	60	0	36	259	2.9	1.6			96	8.4			0	
Oct. 2	270,000	< 0.16	440	8.6	70		0	5.7		3.9	1,030		1.0	20	0	8.2	0	6.4	< 1.6			228	6.0			0	
(56) Nelson River near Amery, Manitoba, Canada (observations on Jan. 20, Apr. 9, upstream at Kelsey power site)																											
Oct. 9, 1958		0	226	2.5	45		0	5.7		2.3	287		2.9	9.6	0	5.9	0	5.3	2.3			121	9.2	—		0	
Jan. 29, 1959	c 49,000	0	664	7.6	50	0	0	2.5		1.0	389		4.8	8.7	0.87	4.1	0	0	0			73	32	0		0	
Mar. 9	c 38,000	0	105	21	58	0	0	1.9		2.5	38		7.5	0	1.3	5.5	0	0	0			105	5.3	0		0	
Apr. 9	c 36,000	0	89	3.6	56		0	4.7		4.2	81		8.1	< 2.8	0	7.8	0	22	< 2.8			86	5.9	0		0	
May 1	d 75,000	0	81	7.8	57		0	3.4		6.0	198		3.9	3.4	0	8.8	0	4.9	< 2.6			107	14	0		0	
(57) Susquehanna River at hydroelectric plant spillway at Conowingo, Md., U.S.A.																											
May 7, 1958	126,000	0.3	—	10	24		0.x	1.9		5.1	—		—	—	—	x.0	—	3.6	—			12	3.2			x00.	
June 10	19,600	—	—	12	38		—	4.5		4.0	—		—	—	0.x	0.x	—	1.1	—			40	—			—	
Sept. 11	10,900	.25	27	16	25		0	3.7		5.3	31		3.5	< 2.1	0	11	0	< 2.1	< 2.1			25	< 2.1			0	
June 5, 1959	17,300	< 0.15	102	4.3	37	0	0	1.3		105	154		3.4	79	0.54	3.9	0	7.2	< 1.5			74	5.7	0		0	
(58) Churchill River east of island off Drachm Point, 8 miles south of Churchill, Manitoba, Canada																											
June 24, 1958	c 40,700	< 0.078	148	3.7	19		0	5.5		2.0	172		1.0	17	0	4.1	0	2.5	0.78			22	8.6	0		0	
Sept. 25	c 42,500	.37	103	13	38		0	3.6		9.5	79		.95	2.6	0	5.6	0	4.0	1.1			37	3.1	—		0	
Feb. 20, 1959	c 27,000	.21	183	16	49	0	0	2.8		8.5	157		2.6	4.4	0.49	11	0	4.3	1.2			33	7.1	0	< 122		
(59) Apalachicola River at State Highway 20, near Blountstown, Fla., U.S.A.																											
Dec. 17, 1958	11,000	0.11	73	5.0	42		0	2.2		2.1	96		0.096	5.0	0	4.6	0	6.2	1.0			34	< 0.8			0	
Mar. 30, 1959	54,000	< .058	2,550	11	21	< 0.058	0	2.2		7.0	1,220		.70	2.5	< 0.17	2.6	< 58	2.1	2.1			7.5	99	2.2		0	

a For samples obtained in 1959, looked for but generally not detected : As, Au, Be, Bi, Cd, Ce, Cs, Dy, Er, Eu, Ga, Gd, Ge, Hf, Hg, Ho, In, Ir, La, Lu, Nb, Nd, Os, Pb, Pr, Pt, Re, Rh, Sb, Sc, Sm, Sn, Ta, Tb, Te, Th, Tl, Tm, U, V, W, Y, Yb and Zr. x Refers to semi-quantitative determination in the digit order shown. b Daily mean discharge. c Approximate discharge. d Estimated. < Less than figure indicated.

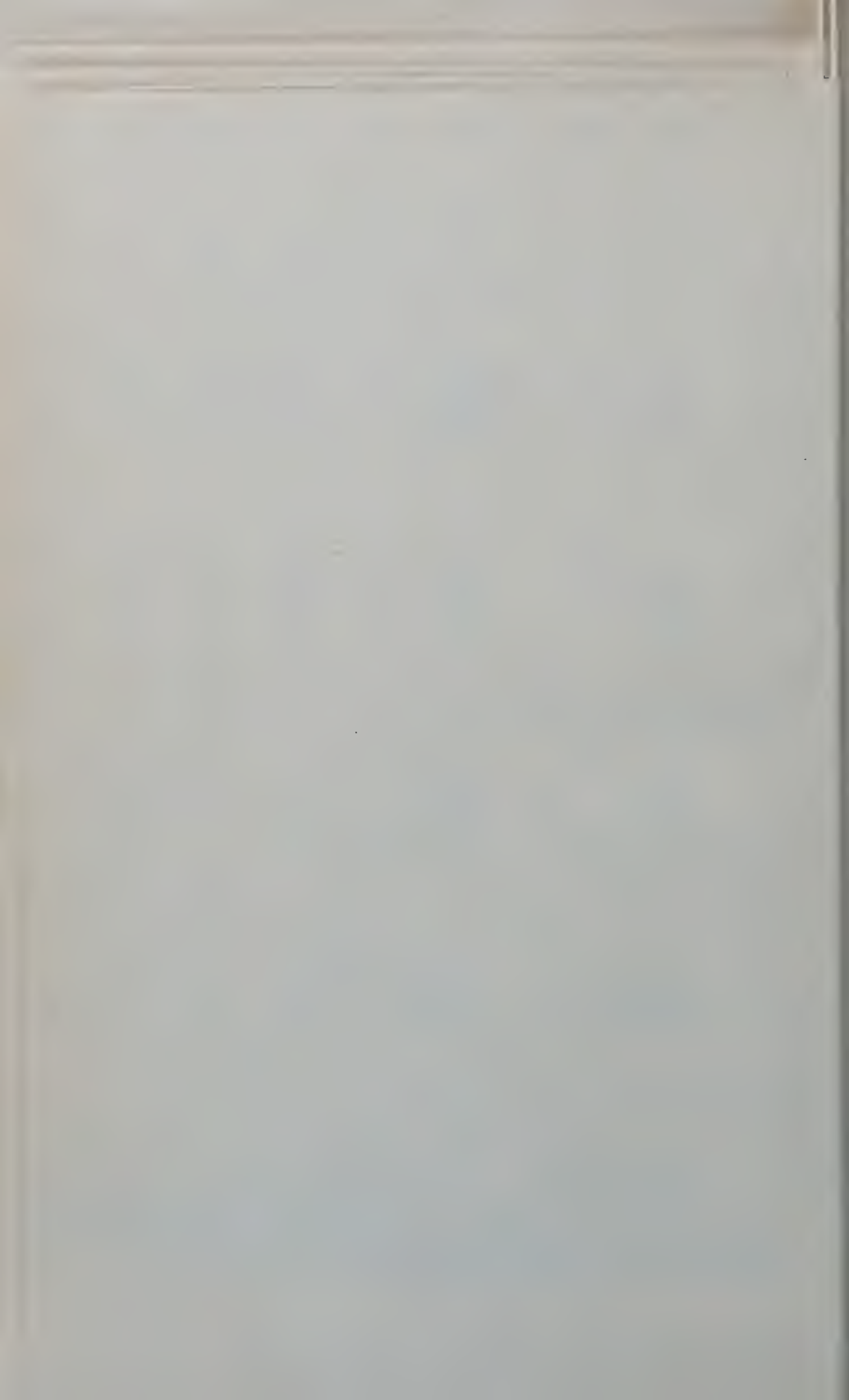


TABLE DES MATIÈRES — CONTENT

I. DÉBITS DE BASE ET SÈCHERESSES LOW DISCHARGES AND DROUGHTS

Wm. VAN DER BIJL & L.D. BARK. — Drought periods at Manhattan, Kansas	5
J. RODIER. — Extension de la sécheresse exceptionnelle observée en 1958 dans les régions équatoriales	6
N.J. COCHRANE. — The prediction of the occurrence of droughts in certain circumstances	16
F.A. HUFF & S.A. CHANGNON, Jr. — Drought characteristics in a continental humid climatic region	22
A.H. LAYCOCK. — Drought patterns in the Canadian prairies	34
L. SERRA. — Caractéristiques et causes météorologiques des sécheresses	48
Dr. S. BENTON. — Quantitative relationships between atmospheric vapor flux and precipitation	60
P.F. VISHNEVSKI. — Influence of rainfall on summer low-water flow in the south of the Ukraine	71
R. SNEYERS. — Sur la probabilité des sécheresses à Uccle (Belgique) et son influence dans la répartition statistique de la côte udométrique	72
J. NAMIAS. — Factors in the initiation, perpetuation and termination of drought	81
Z. SZIGYARTO. — Length of periods without precipitation in Hungary	95
J. GRINDLEY. — Calculated soil moisture deficits in the dry summer of 1959 and forecast dates of first appreciable run-off.	109
A.V. SHNITNIKOV. — Cyclic regularities of the general moisture supply in the semi-arid zone of the U.S.S.R.	121
M.F. SRIBNY. — Spring run-off in arid regions.	123
Prof. Ing. INDRI. — Low water flow curves for some streams in the Venetian alps	124
KRITSKY S.N. & MERKEL M.F. — Methods of quantitative estimation of lingering droughts on rivers	130
W. LASZLOFFY. — Examen des basses eaux.	132
V.A. BARANOFF & L.N. POPOFF. — Calculation of the minimum run-off in unexplored rivers of the Soviet Union	140
P.J. WEMELSFELDER. — The persistence of river discharges.	141
O. DUB & M. DZUBAK. — La définition des débits d'étiage et l'illustration de leur extension	151
J. BENETIN. — Variable rainfall and dry period occurrence with regard to irrigation need in the region of southern Slovakia	157
J.J. de ASPURU. — Los sequias del duero	166
J.V. SUTCLIFFE & W.R. RANGELEY. — Variability of annual river flow related to rainfall records	182
R.G. MANN & E.M. RASMUSSEN. — Extended low flow forecasting operations on the Mississippi river	193
M. ROCHE. — Méthode d'estimation des débits d'étiage de faible fréquence — application à une rivière de Madagascar	201
A. SIREN. — Occurrence of low discharge periods in rivers in Finland	211
M. VISENTINI. — Les grands étiages du Pô	215
Ing. B. BLAGOJEVC. — Drought classification. Mutual relationship of the atmospheric and soil droughts	220

KRITSKY S.N. & MENKEL M.F. — The utilization of water resources of rivers in arid zones	227
G. TISON Jr. — Courbe de tarissement, coefficient d'écoulement et perméabilité du bassin	229
I. ZSUFFA. — Prévision à longue échéance des débits d'étiage pendant les saisons sèches en Hongrie	244
M.I. LVOVITCH. — Changes in the river run-off in arid regions under the influence of agriculture	255
E.A. JOHNSON & H.G. MEGINNIS. — Effect of altering forest vegetation on low flows of small streams	257
R.W. BAILEY & O.L. COPELAND Jr. — Low flow discharges and plant cover relations on two mountain watersheds in Utah.	267
A.I. TCHEBOTAREV & M.S. PROTASJEV. — The account of runoff characteristics in the arid regions of the U.S.S.R. in hydrological design.	279
A.M. KARVATOV & O.V. POPOV. — The regularities of the formation of low flow	281

II. TIDAL RIVERS — RIVIÈRES À MARÉE

J. LE FLOCH. — Propagation de la marée dans un canal à variation de largeur exponentielle. Application à la seine maritime	283
C.P. LINDNER. — Currents in tidal reaches of rivers and their effect on shoaling of side basins	290
J. LE FLOCH. — Influence du débit fluvial sur la propagation de la marée dans un estuaire	302
S.A. MORCOS. — The tidal currents in the southern part of the Suez canal.	307
D. ROSE. — Die numerische ermittlung der Gezeitenbewegungen in Tideflüssen	317
R. BONNEVILLE & A. WARLUZEL. — Etude comparée du frottement et de la force de Coriolis dans les zones à marées de faible profondeur	335
K.F. BOWDEN. — Circulation and mixing in the Mersey estuary	352
D.W. PRITCHARD & J.H. CARPENTER. — Measurements of turbulent diffusion in estuarine and inshore waters	361
D.R.F. HARLEMAN & A.T. IPPEN. — The turbulent diffusion and convection of saline water in an idealized estuary	362
J. GRINDLEY. — The determination of the salinity of water in estuaries	379
G. TISON Jr. — Relation entre les valeurs des débits d'amont des fleuves à marée et celles de la salinité	387
J.C. SCHÖNFELD. — The mechanism of longitudinal diffusion in a tidal river	392
P. SANTEMA. — Water conservancy in the south-western part of the Netherlands	393
A.G. WIERSMA. — Water management in Delfland, Struggle against salination in this area	405
F. BONNET. — Contribution à l'étude théorique des fleuves à marée.	410
S. BAIDIN & N. SKRIPTUNOV. — Investigation of the hydrological regime of the Volga estuarine region	418
L. BERTHOIS. — Dynamique de la sédimentation estuarienne.	420
H.A. KLEIN. — Über die Schwebstoffbewegung in einem Tidefluss auf Grund von Messung en mit radioaktiven Leitstoffen	426
G. TISON Jr. — Sédimentation dans les régions d'Amont de la partie Fluvio-maritime d'un fleuve à marée	435
H. SCHULZ & G. STROHL. — Untersuchung der Wanderung von Küsten-sedimenten mit Hilfe des isotops Cr 51	436

III. SNOW MELT FLOW ÉCOULEMENT D'EAU À LA COUVERTURE DE NEIGE

P. LIGHT. — Snow melt floods, spring 1959, Upper Mississippi watershed. . .	455
Ing. J. MARTINEC. — The degree-day factor for snowmelt-runoff forecasting . . .	468
H.W. ANDERSON & C.H. GLEASONI. — Effects of logging and brush removal on snow water runoff	478
L. SERRA. — Ecoulement provenant de la couverture neigeuse.	490
D. TONINI & U. PICOZZI. — Bilans Hydrologiques de quelques cours d'eau de l'Italie nord-orientale	500
A. FORSMAN. — Effect of air temperature and rainfall on snowmelt runoff. . .	511

IV. DIVERS — MISCELLANEOUS

W.B. LANGBEIN. — Water levels as indicators of long-term precipitation or runoff	517
R.K. LINSLEY & N.H. CRAWFORD. — Computation of a synthetic streamflow record on a digital computer	526
L.T. FEDOROV. — Application of composition methods for computing run-off . . .	539
S.N. KRITSKY & M.F. MENKEL. — On the regularities of long term river flow fluctuations	540
J. SAARINEN. — Some observations on discharge in a small ice covered river in Finland	541
T. O'DONNELL. — Instantaneous unit hydrograph derivation by harmonic analysis	546
F. LUGIEZ & P. GUILLOT. — Dix années de prévisions d'apports à électricité de France	558
J.E. NASH. — A note on a investigation into two aspects of the relation between rainfall and storm runoff	567
K. SZESZTAY. — Water balance survey of lakes and river basins in Hungary . . .	579
Prof. A.N. BEFANI. — Principles of the theory of processes of surface and underground runoff	594
M.F. SRIBNY. — Torrential flood problems.	597
DINO TONINI. — Potentiel Hydroélectrique brut des cours d'eau Italiens. . . .	598
E.U. HUMARA. — Lluvias y corrientes superficiales en España.	601
SHVEZ G.I. — Streamflow discontinuity of Ukrainian rivers.	616
E.G. POPOV. — Ununiformity of surface retention as a factor of surface run-off (abstracts)	617
W.H. DURUM, S.G. HEIDEL & L.J. TISON. — World-wide runoff of dissolved solids	618

(39.917) Etablissements Ceuterick, s.c., 66, rue V. Decoster, Louvain
Dir. L. Pitsi, 25, rue Dagobert, Louvain (Belgique)

PRINTED IN BELGIUM

